

UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



DISEÑO DE ENCOFRADOS CON MADERA ASERRADA
SEGÚN LOS MÉTODOS “ASD” Y “LRFD”

PROYECTO DE GRADO PARA OPTAR AL TÍTULO
DE LICENCIATURA EN INGENIERÍA CIVIL

POSTULANTE: Jimmy Orlando Vicente Yupanqui

TUTOR: Ing. Miguel Muñoz Black

LA PAZ – BOLIVIA
2024



**UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS
FACULTAD DE INGENIERIA**



LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS AUTORIZA EL USO DE LA INFORMACIÓN CONTENIDA EN ESTE DOCUMENTO SI LOS PROPÓSITOS SON ESTRICTAMENTE ACADÉMICOS.

LICENCIA DE USO

El usuario está autorizado a:

- a) Visualizar el documento mediante el uso de un ordenador o dispositivo móvil.
- b) Copiar, almacenar o imprimir si ha de ser de uso exclusivamente personal y privado.
- c) Copiar textualmente parte(s) de su contenido mencionando la fuente y/o haciendo la cita o referencia correspondiente en apego a las normas de redacción e investigación.

El usuario no puede publicar, distribuir o realizar emisión o exhibición alguna de este material, sin la autorización correspondiente.

TODOS LOS DERECHOS RESERVADOS. EL USO NO AUTORIZADO DE LOS CONTENIDOS PUBLICADOS EN ESTE SITIO DERIVARA EN EL INICIO DE ACCIONES LEGALES CONTEMPLADAS EN LA LEY DE DERECHOS DE AUTOR.

AGRADECIMIENTO

Primeramente, a Dios por haberme acompañado y guiado en todo momento, por ser mi fortaleza en los momentos de debilidad y por brindarme una vida llena de aprendizajes, experiencias y sobre todo felicidad.

A mis amados padres Zenobio (†) y Susana, por apoyarme constantemente tanto en lo material como en lo moral; por eso muchos de mis logros en la vida se los debo a ellos entre los que se incluye éste trabajo.

A mi mentor y maestro Ing. Miguel Muñoz Black, por compartir generosamente su tiempo, conocimientos y recursos para ayudarme a superar los desafíos que enfrenté a lo largo de este proyecto. Su impacto e influencia en mi vida, tanto en lo académico como en lo personal es inmensurable. Su compromiso con la educación, su pasión por la enseñanza y su visión de la vida misma han dejado una huella indeleble dentro de mí, y es por ello que lo recordaré siempre y le estaré eternamente agradecido

A los miembros de mi tribunal, Ing. Marcelo Delgadillo, Ing. Ademar Pasten, Ing. Gonzalo Arteaga y al Ing. Miguel Calla, por brindarme su tiempo, su dedicación y sus valiosas observaciones que han sido fundamentales para la mejora y culminación de este proyecto.

Por ultimo, agradezco a esta mi universidad, mi amada carrera, que me ha exigido tanto, pero al mismo tiempo me ha permitido obtener mi tan ansiado título.

Jimmy Orlando Vicente Yupanqui

DEDICATORIA

Dedico este trabajo con todo amor y cariño...

A mis amados padres Zenobio (†) y Susana, por su dedicación y compromiso con mi formación académica. Este proyecto de grado es un recordatorio constante de la importancia del trabajo duro y la educación en nuestras vidas, por lo que me llena de orgullo honrarlos de esta manera.

A mis queridos hermanos Franklin y Jose Luis, quienes con su comprensión y palabras de aliento no me dejaban decaer para que siguiera adelante y siempre sea perseverante para que así cumpliera mis objetivos.

A mi amada esposa Jimena, por su incondicional y constante apoyo brindado durante la realización de este proyecto, y por creer en mi capacidad de lograrlo. Amor... te lo agradezco muchísimo.

A mis adoradas hijas Keyla y Madelein, por quienes en esta vida lucho para superarme y darles lo mejor de mí.

Jimmy Orlando Vicente Yupanqui

DISEÑO DE ENCOFRADOS CON MADERA ASERRADA SEGÚN LOS MÉTODOS “ASD” Y “LRFD”

RESUMEN

Con el afán de recuperar las buenas prácticas y procesos de diseño dentro el campo de la ingeniería estructural, en un país donde la economía aún se encuentra en una etapa de crecimiento y el sector construcción aporta en gran parte al dinamismo de esta, se elaboró este proyecto, donde se realiza un análisis comparativo de dos corrientes de diseño y construcción de estructuras de madera (aserrada) como son el método de “Diseño por Esfuerzos Admisibles” (ASD por sus siglas en inglés) y el “Diseño por Factores de Carga y Resistencia” (LRFD por sus siglas en inglés), concretamente, aplicados al diseño del encofrados de seis elementos estructurales comúnmente presentes en una edificación de Hormigón Armado. Además, también se pretende mostrar un proceso comparativo y complementario cumpliendo requerimientos y especificaciones actualizadas para el diseño de encofrados de madera.

DESIGN OF FORMWORKS WITH SAW WOOD ACCORDING TO THE “ASD” AND “LRFD” METHODS

ABSTRACT

With the desire to recover good practices and design processes within the field of structural engineering, in a country where the economy is still in a growth stage and the construction sector contributes largely to its dynamism, this project, where a comparative analysis of two currents of design and construction of wooden structures (sawn) is carried out, such as the “Design by Admissible Stress” (ASD) method and the “Design by Load Factors and Resistance” (LRFD), specifically, applied to the design of the formwork of six structural elements commonly present in a Reinforced Concrete building. In addition, it is also intended to show a comparative and complementary process that meets updated requirements and specifications for the design of wooden formwork.

ÍNDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN	9
1.1. GENERALIDADES.....	9
1.2. ANTECEDENTES.....	13
1.3. JUSTIFICACIÓN SOCIAL Y TÉCNICA DEL PROYECTO.....	16
1.4. ESTADO DEL ARTE.....	17
1.5. OBJETIVOS.....	20
1.5.1 Objetivo General.....	20
1.5.2 Objetivos Específicos.....	20
1.6. ALCANCES.....	21
1.7. LIMITACIONES.....	21
MARCO TEÓRICO	23
2.1. MADERAS PARA LA CONSTRUCCIÓN.....	23
2.1.1. Maderas Tropicales (latifoliadas) y Coníferas.....	23
2.1.2. Especies Estudiadas.....	23
2.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA MADERA.....	24
2.2.1. Contenido de Humedad (CH).....	24
2.2.2. Densidad y Peso Específico.....	25
2.2.3. Cambios Dimensionales.....	25
2.3. PROPIEDADES MECÁNICAS O RESISTENTES DE LA MADERA.....	26
2.3.1. Compresión paralela al grano.....	27
2.3.2. Compresión perpendicular al grano.....	27
2.3.3. Tracción paralela al grano.....	28
2.3.4. Tracción perpendicular al grano.....	28
2.3.5. Corte o cizallamiento.....	29
2.3.6. Flexión.....	30
2.4. PROPIEDADES ELÁSTICAS DE LA MADERA.....	30
2.4.1. Módulo de Elasticidad (E).....	31
2.4.2. Módulo de Corte o Rigidez (G).....	31
2.4.3. Módulo de Poisson (ν).....	32
2.5. LA MADERA COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN.....	32
2.5.1. Comercialización de la madera.....	32
2.5.2. Dimensiones Comerciales y Dimensiones Reales.....	34
2.6. ENCOFRADOS.....	34
2.7. ENCOFRADO COMO ESTRUCTURA TEMPORAL.....	35
2.8. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS ENCOFRADOS DE MADERA.....	35

2.8.1. Ventajas.....	35
2.8.2. Desventajas.....	36
2.9. REQUISITOS DE UN ENCOFRADO.....	36
2.9.1. Calidad.....	36
2.9.2. Seguridad.....	37
2.9.3. Economía.....	37
2.10. REUTILIZACIÓN DEL ENCOFRADO.....	39
2.10.1. Factores que afectan la reutilización de encofrados de madera.....	40
2.11. CLASIFICACIÓN DE LOS ENCOFRADOS.....	42
2.11.1. Sistemas de encofrados verticales.....	42
2.11.2. Sistemas de encofrados horizontales.....	43
2.12. DESENCOFRADO Y DESCIMBRADO.....	44
2.13. UNIONES.....	48
2.13.1. Espesores mínimos y penetración de los clavos.....	49
2.13.2. Espaciamientos mínimos.....	50
2.14. ESQUEMAS DE ENCOFRADO TIPO.....	55
2.14.1. Encofrado tipo para muros (2 caras).....	56
2.14.2. Encofrado tipo para losas.....	57
2.14.3. Encofrado tipo para vigas.....	58
2.14.4. Encofrado tipo para columnas.....	59
2.14.5. Encofrado tipo para zapatas.....	60
2.14.6. Encofrado tipo para escaleras.....	61
2.15. SIMPLIFICACIONES BÁSICAS EN EL DISEÑO DE ENCOFRADOS.....	62
2.16. FÓRMULAS PARA EL ANÁLISIS DE VIGAS.....	63
2.17. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO A FLEXIÓN.....	63
2.17.1. Esfuerzos máximos admisibles en Flexión.....	65
2.18. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO A CORTE.....	65
2.18.1. Esfuerzos máximos admisibles en Corte.....	67
2.19. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO A COMPRESIÓN.....	68
2.19.1. Longitud efectiva (L_{ef}).....	68
2.19.2. Arriostramiento de puntales.....	72
2.19.3. Esbeltez.....	73
2.19.4. Clasificación de las columnas.....	74
2.19.5. Esfuerzos máximos admisibles en Compresión.....	75
2.19.6. Esfuerzos admisibles según la tipología de la columna.....	75
2.19.7. Columnas de sección circular y postes.....	76

2.20.	CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO A DEFLEXIÓN.....	77
2.21.	CARGAS Y PRESIONES PARA EL DISEÑO DE ENCOFRADOS.....	78
2.21.1.	Cargas Verticales.....	79
2.21.2.	Presión Lateral del Hormigón.....	80
2.21.3.	Cargas Horizontales.....	93
2.21.4.	Cargas Especiales.....	93
2.22.	MÉTODOS DE DISEÑO PARA MADERA ASERRADA.....	94
2.22.1.	Valores de diseño de referencia (F).....	95
2.22.2.	Valores de diseño ajustado (F').....	95
2.22.3.	Método de “Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD)”.....	96
2.22.4.	Método de “Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)”.....	96
2.23.	HIPÓTESIS DE CARGAS.....	98
2.23.1.	Hipótesis de cargas para la ASD.....	98
2.23.2.	Hipótesis de cargas para la LRFD.....	98
2.24.	FACTORES DE AJUSTE DE LOS VALORES DE REFERENCIA.....	99
2.24.1.	Factor de duración de carga (C_D).....	101
2.24.2.	Factor de Resistencia (ϕ).....	101
2.24.3.	Factor de conversión de formato (K_F).....	101
2.24.4.	Factor de efecto de tiempo (λ).....	101
2.25.	TENSIONES DE DISEÑO.....	101
2.25.1.	Tensiones de diseño para el método ASD.....	101
2.25.2.	Tensiones de diseño para el método LRFD.....	103
2.26.	MÓDULO DE ELASTICIDAD.....	104
2.26.1.	Módulo de elasticidad para el método ASD.....	104
2.26.2.	Módulo de elasticidad para el método LRFD.....	105
	DESARROLLO DE LOS EJEMPLOS Y LOS CÁLCULOS.....	106
3.1.	CARGAS Y PRESIONES EN ENCOFRADOS. EJEMPLOS.....	106
3.2.	DISEÑO DE UNA VIGA. EJEMPLO.....	115
3.2.1.	DISEÑO DE UNA VIGA SEGÚN LA “ASD”.....	115
3.2.2.	DISEÑO DE UNA VIGA SEGÚN LA “LRFD”.....	119
3.3.	DISEÑO DE ENCOFRADOS.....	124
3.3.1.	DISEÑO DE ENCOFRADO DE MURO (2 CARAS) SEGÚN LA “ASD”.....	124
3.3.2.	DISEÑO DE ENCOFRADO DE MURO (2 CARAS) SEGÚN LA “LRFD”.....	141
3.3.3.	DISEÑO DE ENCOFRADO DE LOSA SEGÚN LA “ASD”.....	162
3.3.4.	DISEÑO DE ENCOFRADO DE LOSA SEGÚN LA “LRFD”.....	177
3.3.5.	DISEÑO DE ENCOFRADO DE VIGA SEGÚN LA “ASD”.....	194

3.3.6. DISEÑO DE ENCOFRADO DE VIGA SEGÚN LA “LRFD”.....	210
3.3.7. DISEÑO DE ENCOFRADO DE COLUMNA SEGÚN LA “ASD”.....	230
3.3.8. DISEÑO DE ENCOFRADO DE COLUMNA SEGÚN LA “LRFD”.....	243
3.3.9. DISEÑO DE ENCOFRADO DE ZAPATA AISLADA SEGÚN LA “ASD”.....	258
3.3.10. DISEÑO DE ENCOFRADO DE ZAPATA AISLADA SEGÚN LA “LRFD”.....	270
3.3.11. DISEÑO DE ENCOFRADO DE ESCALERA SEGÚN LA “ASD”.....	284
3.3.12. DISEÑO DE ENCOFRADO DE ESCALERA SEGÚN LA “LRFD”.....	295
EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS.....	308
4.1. EVALUACIÓN DE CARGAS.....	308
4.2. EVALUACIÓN DE TENSIONES.....	309
4.3. CANTIDAD MATERIAL PARA ENCOFRADO DE MURO (2 CARAS).....	310
4.4. CANTIDAD MATERIAL PARA ENCOFRADO DE LOSA.....	312
4.5. CANTIDAD MATERIAL PARA ENCOFRADO DE VIGA.....	313
4.6. CANTIDAD MATERIAL PARA ENCOFRADO DE COLUMNA.....	315
4.7. CANTIDAD MATERIAL PARA ENCOFRADO DE ZAPATA AISLADA.....	316
4.8. CANTIDAD MATERIAL PARA ENCOFRADO DE ESCALERA.....	317
4.9. RESUMEN DE LA CANTIDAD DE MADERA PARA ENCOFRADOS.....	319
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	320
5.1. CONCLUSIONES.....	320
5.2. RECOMENDACIONES.....	325
BIBLIOGRAFÍA.....	327
ANEXOS	329

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura No. 1	La madera como material de construcción.....	9
Figura No. 2	Encofrado de madera de una edificación.	10
Figura No. 3	Falla en el encofrado por el desplome de la plataforma de la estación del teleférico de la Línea Blanca (La Paz – Bolivia, 07-05-2016).....	12
Figura No. 4	Materiales usados para la elaboración de encofrados.	13
Figura No. 5	Países miembros de la “Comunidad Andina”.	15
Figura No. 6	Sedes de la Comunidad Andina.	15
Figura No. 7	Textos fundamentales usados en el presente proyecto.....	19
Figura No. 8	Contracción en una pieza de madera.....	26
Figura No. 9	Direcciones ortogonales de la madera.	27
Figura No. 10	Compresión en una pieza de madera.....	28
Figura No. 11	Tracción en una pieza de madera.	29
Figura No. 12	Corte en una pieza de madera.	29
Figura No. 13	Flexión en una pieza de madera.	30
Figura No. 14	Deflexión de una viga, por flexión y por corte.	31
Figura No. 15	Unidades para comercializar madera.	33
Figura No. 16	Dimensiones comerciales y reales de una escuadría (sección transversal).	34
Figura No. 17	Encofrados de madera ya usados.	40
Figura No. 18	Encofrado de columnas y muros.....	43
Figura No. 19	Encofrado de losa.....	44
Figura No. 20	Losa con deflexión excesiva.	46
Figura No. 21	Tipos de clavos.	48
Figura No. 22	Espesores mínimos y penetración de clavos sometidos a cizallamiento simple.	49
Figura No. 23	Ubicación de los clavos lanceros.	50
Figura No. 24	Espesores mínimos y penetración de clavos sometidos a doble cizallamiento.....	50
Figura No. 25	Espaciamientos mínimos, uniones clavadas a simple cizallamiento.....	52
Figura No. 26	Espaciamientos mínimos, uniones clavadas a simple cizallamiento con pretaladrado o doble cizallamiento simétrico.	53
Figura No. 27	Espaciamientos mínimos en uniones a doble cizallamiento.	54
Figura No. 28	Encofrado para muro.....	56
Figura No. 29	Encofrado para losa.....	57

Figura No. 30 Encofrado para viga.	58
Figura No. 31 Encofrado para columna.	59
Figura No. 32 Encofrado para zapata.	60
Figura No. 33 Encofrado para escalera.	61
Figura No. 34 Solicitación y resistencia a flexión.....	64
Figura No. 35 Variación del esfuerzo flector en una viga continua de dos vanos y cargada uniformemente.	65
Figura No. 36 Solicitación y resistencia a flexión.....	67
Figura No. 37 Variación del esfuerzo cortante en una viga continua de dos vanos y cargada uniformemente.	67
Figura No. 38 Sistemas de arriostramiento de puntales.	72
Figura No. 39 Esbelteces geométricas de una columna de sección rectangular “b·d”.....	73
Figura No. 40 Esbeltez mecánica de una columna de sección rectangular “b·d”.	74
Figura No. 41 Deflexión instantánea y diferida en una viga.....	77
Figura No. 42 Límite hidrostático	80
Figura No. 43 Distribución típica y esperada de la presión del hormigón sobre el encofrado.....	82
Figura No. 44 Empuje del hormigón fresco (Martín Palanca, 1982).	86
Figura No. 45 Distribución de la presión del hormigón para el Ejemplo 4.....	108
Figura No. 46 Distribución de la presión del hormigón para el Ejemplo 5.....	109
Figura No. 47 Distribución de la presión del hormigón para el Ejemplo 6.....	111
Figura No. 48 Distribución de la presión del hormigón para el Ejemplo 10.....	112
Figura No. 49 Distribución de la presión del hormigón para el Ejemplo 11.....	113
Figura No. 50 Distribución de la presión del hormigón para el Ejemplo 12.....	114

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla No. 1	Periodos mínimos para desencofrar y descimbrar según la EHE.	45
Tabla No. 2	Periodos mínimos para desencofrar y descimbrar según la ACI-347.	47
Tabla No. 3	Esfuerzos máximos admisibles en Flexión.	65
Tabla No. 4	Esfuerzos máximos admisibles en Corte.	68
Tabla No. 5	Coefficiente de longitud de pandeo “k” según PADT-REFORT.	70
Tabla No. 6	Coefficiente de longitud de pandeo “k” según normativas americanas.	71
Tabla No. 7	Esfuerzos máximos admisibles en Compresión.	75
Tabla No. 8	Tabla Factores que influyen en la presión del hormigón fresco.	81
Tabla No. 9	Tabla Presión máxima “P _m ” del hormigón fresco (DIN-18218).	84
Tabla No. 10	Influencia de los retardadores en el empuje del hormigón fresco (DIN-18218), siempre que la altura del hormigonado sea inferior a 10 [m].	85
Tabla No. 11	Notación de los “Valores de Referencia” y los “Valores Ajustados”.	96
Tabla No. 12	Factores de ajuste de los “Valores de referencia” para madera aserrada.	100
Tabla No. 13	Esfuerzos admisibles “P”.	102
Tabla No. 14	Factores de reducción.	103

ANEXOS

Anexo 1: Magnitudes y unidades fundamentales de cada Sistema de Unidades.....	329
Anexo 2: Prefijos.....	330
Anexo 3: Factores de conversión.....	331
Anexo 4: Propiedades de las secciones transversales más comunes.....	333
Anexo 5: Propiedades de escuadría.....	335
Anexo 6: Momento flector, fuerza cortante y deflexión máximos para diversas condiciones de carga y soporte.....	337
Anexo 7: Esfuerzos admisibles “f” de acuerdo al Sistema Internacional de unidades.....	338
Anexo 8: Módulos de elasticidad “E” de acuerdo al Sistema Internacional de unidades.....	338
Anexo 9: Rango de valores de la Densidad Básica y Peso Específico de cada grupo.....	339
Anexo 10: Relación de esbeltez límite entre columnas Intermedias y Largas.....	339
Anexo 11: Presiones verticales mínimas de diseño para encofrados de losas macizas.....	340
Anexo 12: Valores del Coeficiente de Peso Unitario "C _w ".....	341
Anexo 13: Valores del Coeficiente Químico "C _c ".....	341
Anexo 14: Relación entre la velocidad de llenado de los encofrados de muros, la presión lateral y la temperatura para alturas de vaciado de hasta 4,20 [m].....	342
Anexo 15: Relación entre la velocidad de llenado de los encofrados de muros, la temperatura y presión lateral, para alturas de vaciado superiores a 4,2 [m].....	343
Anexo 16: Relación entre la velocidad de llenado de los encofrados de columnas, la temperatura y la presión lateral.....	344
Anexo 17: Factor de duración de carga, “C _D ”.....	345
Anexo 18: Factor de Resistencia, “φ”.....	345
Anexo 19: Factor de conversión de formato, “K _F ”.....	346
Anexo 20: Factor de efecto de tiempo, “λ”.....	346
Anexo 21: Lista de especies bolivianas estudiadas en el Padt-Refort.....	347
Anexo 22: Grupos estructurales de especies de madera aserrada de acuerdo al Padt-Refort.....	348
Anexo 23: Normas empleadas en los ensayos físico mecánicos para las especies bolivianas.....	350
Anexo 24: Propiedades físicas de la madera de 20 especies de Bolivia.....	351
Anexo 25: Propiedades mecánicas de la madera de 20 especies de Bolivia.....	353

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. GENERALIDADES.

Estructuralmente, la madera es el único material de construcción de origen orgánico que ha sido utilizado por el hombre para satisfacer sus necesidades constructivas desde los inicios de la civilización (Figura No. 1).

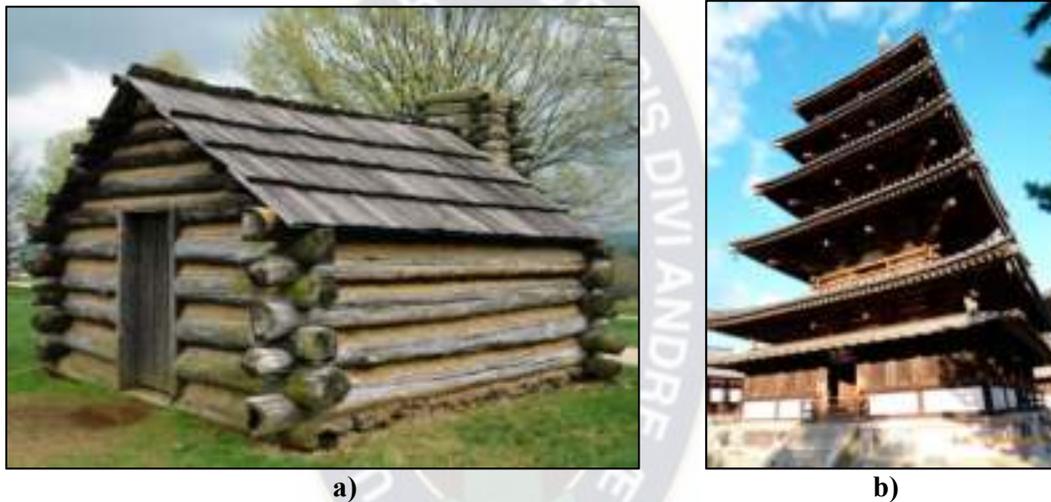


Figura No. 1 La madera como material de construcción.

a) Cabaña de troncos, uno de los sistemas de construcción de viviendas en madera más antiguos; b) El templo budista Horyu-ji, en Japón, destaca por su pagoda integra de madera, de más de 1400 años (más antigua del mundo), de 5 pisos y de casi 33 [m] de altura.

Fuente: (a) https://es.m.wikipedia.org/wiki/Archivo:Valley_Forge_cabin.jpg

(b) https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Buddhist_Monuments_in_the_Horyu-ji_Area-122502.jpg

Dentro de la construcción cada material ha tenido su propio desarrollo, sin embargo, ha sido más significativo y notorio para materiales como el acero estructural y el hormigón armado, y no tanto así para la madera, la cual ha tomado nuevamente auge debido a la evidente necesidad de la utilización de materiales menos perjudiciales al medio ambiente.

En la ingeniería estructural hay una tendencia a reemplazar el actual método de “**Diseño por Esfuerzos Admisibles**” (ASD por sus siglas en inglés) por el método de “**Diseño por Factores de Carga y Resistencia**” (LRFD por sus siglas en inglés), ya hace un buen tiempo adoptado en los códigos para edificaciones de regiones como: Estados Unidos, Canadá, Brasil,

Europa, entre otros. En Bolivia las diversas estructuras de madera han sido tradicionalmente diseñadas a través del método ASD al no tenerse otra alternativa de diseño.

Dentro del campo de las estructuras se encuentran los denominados **moldajes** o **encofrados** (Figura No. 2), que son estructuras temporales, cuyas finalidades son las de proporcionar una contención para el hormigón fresco y para apoyarla hasta que pueda sostenerse a sí mismo.



Figura No. 2 Encofrado de madera de una edificación.

Fuente: <http://www.alpentalresidencias.com/es/descripcion.html>

Los encofrados por lo general deben ser diseñados estructuralmente ya que son necesarios para soportar las cargas compuestas de hormigón fresco, materiales de construcción, equipos, trabajadores, impacto de diversos tipos, y a veces también de viento, además, deben ser compatibles con todas las cargas aplicadas sin colapso o una deformación excesiva, y proporcionar las dimensiones, la forma y acabado de la superficie deseada. Por ello el constructor del encofrado tiene que ver con más responsabilidad que simplemente como la elaboración de moldajes de tamaños correctos.

Los objetivos de los encofrados son tres:

- 1) **CALIDAD** para diseñar y construir formas con precisión lo que se logren el deseado tamaño, forma, posición y acabado del hormigón fundido.
- 2) **SEGURIDAD** para construir formas sustancialmente para que el encofrado es capaz de soportar todas las cargas muertas y vivas sin colapso o peligro para los trabajadores y para la estructura de hormigón.
- 3) **ECONOMÍA** para construir de manera eficiente, ahorrando tiempo y dinero para el contratista y propietario por igual.

Entre los accidentes y fallas que se producen durante la elaboración del hormigón, muchos son los fracasos del encofrado, que generalmente ocurren en el momento en el que el hormigón está siendo vaciado. Generalmente algún evento inesperado provoca que un miembro ceda, a continuación, los demás se sobrecargan o desalinean y toda la estructura de encofrado se derrumba. Sin embargo, las buenas prácticas en el diseño y la construcción de encofrados, y en el manejo y uso de ella, puede proporcionar seguridad, así como la eficiencia.

La experiencia ha evidenciado diversas fallas en la ejecución de diferentes estructuras de hormigón armado, antes de que este logre la resistencia adecuada, se deben a consecuencia de definir dimensiones (escuadrías) o separaciones entre los diversos elementos componentes de un encofrado, ya sea por tanteos o suposiciones que pueden resultar extremadamente peligrosas (Figura No. 3).



Figura No. 3 Falla en el encofrado por el desplome de la plataforma en la estación del teleférico de la Línea Blanca (La Paz – Bolivia, 07-05-2016).

Fuente: <https://eju.tv/2016/05/la-paz-cede-plataforma-del-teleférico-deja-decena-heridos-se-abre-pesquisa/>

Inicialmente la madera era uno de los materiales de encofrado predominante, siendo además construido en el lugar, utilizado una sola vez, y luego era desechado, pero en la actualidad la evolución en el uso de la madera contrachapada (plywood), madera prensada (hardboard), fibra de vidrio (fiberglass), cartón, plástico, acero, aluminio y otros materiales (Figura No. 4), junto con el creciente uso de accesorios especializados han cambiado completamente el panorama, aunque el uso de la madera es todavía sustancial, debido a su disponibilidad y facilidad de fabricación, por esta razón los diseñadores de encofrados y los constructores deben estar al tanto de los avances tecnológicos en otros campos de materiales para el desarrollo de innovaciones creativas necesarias para mantener la calidad y la economía de cara a los nuevos desafíos de encofrado.

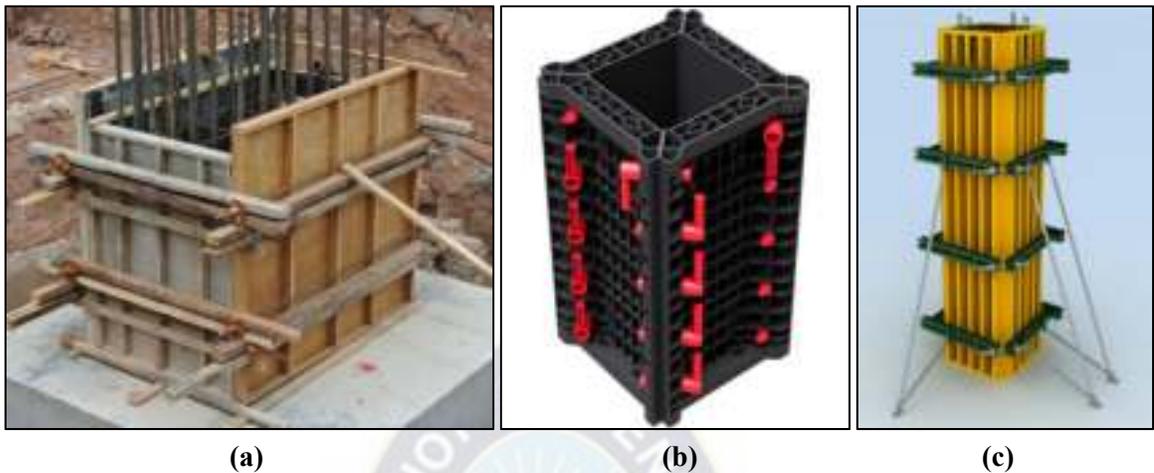


Figura No. 4 Materiales usados para la elaboración de encofrados.

(a) Encofrado de columna con madera contrachapada (Plywood); (b) Encofrado de columna con paneles de plástico; (c) Encofrado de columna con paneles metálicos.

Fuente: (a) <https://sp.depositphotos.com/stock-photos/load-column.html>

(b) https://es.gdajcentury.com/concrete-reusable-modular-plastic-column-formwork_p289.html

(c) https://es.made-in-china.com/co_lianggongform/product_Lianggong-Adjustable-Column-Formwork-System-for-Construction_rogsuying.html

Otra forma en la que han cambiado es la forma de uso. Algunos son todo un sistema que se han adaptado a la velocidad de las construcciones modernas. Una muestra son los sistemas de encofrados deslizantes, que permite deslizar el encofrado de un nivel al siguiente, suspendido por andamios, cuyo sistema de suspensión puede ser mecánico.

1.2. ANTECEDENTES.

Ya con el inicio del hormigón se presenta la pregunta inevitable: *¿Cómo se le da forma?*

La respuesta a esta pregunta es clara: Se utilizan moldajes, más apropiadamente dicho, se utilizan encofrados.

Los primeros, fueron hechos con madera en forma de arcos, bóvedas y por supuesto cúpulas, la razón es por un defecto ya bien conocido del hormigón o concreto y es que su resistencia a la tensión es prácticamente nula, y en estas formas los esfuerzos se dan a compresión y se transmiten así a sus apoyos.

Desde entonces tanto el hormigón como los encofrados han evolucionado. Con la aparición del cemento Portland en 1824 y la creciente aceptación del hormigón como un medio arquitectónico, presenta hoy en día al constructor de encofrados una nueva gama de problemas

en el desarrollo de materiales de revestimiento apropiados y el mantenimiento de estrictas tolerancias.

Algunos de los grandes cambios que han ocurrido en las últimas décadas son el avance de la informática, el mejor conocimiento del comportamiento individual de los materiales y la profundización de las pruebas de laboratorio ha generado la actualización de los procedimientos de diseño estructural de elementos, conexiones y sistemas estructurales. En la práctica de la ingeniería de la madera en los países desarrollados como Estados Unidos, Canadá, España y países latinoamericanos como México y Brasil, ha sido la conversión del tradicional método de diseño por **“Esfuerzos Admisibles o de Trabajo”** (“ASD” Allowable Stress Design ó “WSD” Working Stress Design) a un método que es común para todos los materiales y que relaciona más claramente los procesos de diseño a los criterios de resistencia y servicio. Tal método se lo conoce con el nombre de diseño por **“Estados Límites”** (“LSD” Limit States Design o “LRFD” Load and Resistance Factor Design).

Para el año 1984, Canadá fue la primera nación que formalmente adoptó los procedimientos de diseños basados en probabilidad para estructuras con maderas en un formato de “Diseño de los Estados Límites” (LSD). Por otra parte, en Estados Unidos, para la presentación de los conceptos de diseño y los métodos basados en probabilidad para estructuras con maderas (ASCE, 1995), se escoge el formato de “Diseño por Factores de Carga y Resistencia” (LRFD). Por otro lado, en cuanto a nuestra región se refiere, los países de Bolivia, Colombia, Ecuador, Perú y Venezuela, el 26 de mayo de 1969 en la ciudad de Cartagena, firmaron el Acuerdo de Cartagena que dio origen al Pacto Andino, actualmente “Comunidad Andina” (CAN) (Figura No. 5). Este acuerdo tiene como objetivo principal, fortalecer la cooperación regional con el fin de disminuir la vulnerabilidad externa y mejorar la posición de los países miembros en el contexto económico internacional, para así reducir las diferencias de desarrollo.



Figura No. 5 Países miembros de la “Comunidad Andina”.

Fuente: <https://aprendiendoconblog.wixsite.com/estudios-sociales/single-post/2015/10/30/bloque-6-pa%C3%ADses-andinos>



a)



b)

Figura No. 6 Sedes de la Comunidad Andina.

a) Sede de la Secretaría General de la “CAN” (Lima - Perú); b) Sede del Parlamento Andino (Bogotá – Colombia)

Fuente: a) <https://www.comunidadandina.org/notas-de-prensa/secretaria-general-de-la-comunidad-andina-inicia-convocatoria-para-cinco-cargos-de-funcionarios-internacionales/>

b) <https://www.eluniverso.com/noticias/2020/12/23/nota/8710783/ecuador-parlamento-andino-comunidad-andina-gestion-candidatos/>

Uno de los instrumentos definidos dentro de la asimilación y generación de tecnología son los “Proyectos Andinos de Desarrollo Tecnológico” (PADT), destinados a solucionar problemas de interés común en materia de adopción o creación de conocimientos científicos, así como de aplicación y utilización de los conocimientos generados o de aquellos existentes.

Los “Proyectos Andinos de Desarrollo Tecnológico en el Área de Recursos Forestales Tropicales” (PADT-REFORT), como parte integrante de la política subregional de desarrollo tecnológico, fueron concebidos para incorporar los bosques tropicales andinos a la economía de nuestros países desde una adecuada base tecnológica de tal manera que su utilización pueda contribuir a la solución de problemas críticos como el de vivienda.

Los PADT-REFORT constituyen el esfuerzo internacional más importantes que se ha realizado en materia forestal. La acción mancomunada y el trabajo conjunto de los investigadores y técnicos subregionales en su momento colocaron al Grupo Andino a la vanguardia del conocimiento científico en materia de tecnología de la madera, habiendo abierto una importante brecha en el desarrollo de la ingeniería de la madera y en la generación de técnicas de la construcción con madera tropical.

En el campo de la Normalización Técnica, el “Instituto Boliviano de Normalización y Calidad” (IBNORCA) es el único representante en Bolivia de la “Organización Internacional de Normalización” (ISO), en su condición de miembro pleno, de igual manera pertenece a la “Asociación Mercosur de Normalización” (AMN) y la “Comisión Panamericana de Normas Técnicas” (COPANT) entre otras. Ahora, en cuanto a Normativas Bolivianas para madera se tienen, por ejemplo: Acondicionamiento de maderas destinadas a ensayos físicos y mecánicos, Método para determinar la humedad, Método para la medición y cubicación de maderas en bruto (rollo), aserradas y laminadas, Definición de defectos y criterios de evaluación, Madera aserrada estructural-Clasificación visual, por mencionar solamente algunas normativas, que acompañan a nuestra aún vigente guía “*Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino*”.

1.3. JUSTIFICACIÓN SOCIAL Y TÉCNICA DEL PROYECTO.

En Bolivia, no se aplica el diseño de encofrados para el hormigón, aún se sigue construyendo encofrados de forma empírica y con madera que se encuentre a la mano desconociendo inclusive su especie, dejando así de lado las buenas prácticas de diseño de la ingeniería estructural; además, dada la idiosincrasia de nuestra sociedad, parecería ser sumamente

necesario que ocurra un evento realmente catastrófico o que su colapso cause una gran impresión, para que las observaciones se volteen a una revisión del tema de diseño de encofrados y diseño de estructuras de madera en general.

Actualmente en nuestro país podemos encontrar pocas estructuras de madera, ya que por cultura o falta de información de los profesionales a cargo del diseño, se inclinan más por el uso de elementos estructurales de hormigón armado y/o acero, como únicos materiales estructurales; además, que desconocen de gran manera o por completo las ventajas de la madera como material estructural.

Con todos los avances mencionados y a pesar de los esfuerzos de la “Junta del Acuerdo de Cartagena” (JUNAC) y entidades públicas en Bolivia, no ha existido una actualización en materia de cálculo estructural de maderas. Ahora, tampoco se quiere poner únicamente en la mira a la falta información específica y precariedad de nuestros recursos científicos, todo lo contrario, se desea validar y utilizar la información (valiosa) que se tiene al alcance para plantear un camino hacia el diseño de estructuras de madera, específicamente encofrados, bajo una metodología relativamente “nueva” como lo es la LRFD. Es por dicha razón que este esfuerzo de evaluar el procedimiento y resultados del diseño estructural de encofrados de madera bajo dos metodologías de concepciones diferentes, se espera que en nuestro país abra nuevas perspectivas hacia nuevos conocimientos con la merecida profundidad para la elaboración de códigos y normas que posteriormente se apliquen a mediano y largo plazo.

1.4. ESTADO DEL ARTE.

Si bien se vienen usando los encofrados desde hace muchas décadas atrás, lamentablemente hay muy poca bibliografía e investigación sobre su diseño y proceso constructivo, mucho menos bibliografía que haga mención al diseño de estructuras de madera en nuestra país, pero lo que sí se pudo evidenciar es la existencia de información genérica sobre diseño de estructuras de madera bajo la metodología **ASD** y **LRFD**, para ésta última en su gran mayoría en inglés, junto con alguna documentación no tan accesible de la “JUNAC”, relacionado al estudio de las propiedades físicas y mecánicas de algunas maderas tropicales existentes en nuestra región.

Es por ello que, en la investigación y elaboración del presente trabajo, si bien se consultó una variedad de textos tal y como se describe en la bibliografía, principalmente se siguió los lineamientos y recomendaciones recopilados en cuatro textos (Figura No. 7) de contenido fundamental que se describen resumidamente a continuación:

1) “Manual para diseño de maderas del Grupo Andino” (4ta Edición, 1984)

Este manual es una publicación de los “Proyectos Andinos de Desarrollo Tecnológico en el Área de Recursos Forestales Tropicales” (PADT-REFORT) y se caracteriza por presentar un resumen de múltiples investigaciones de tecnología e ingeniería de la madera realizada en años de investigación, además de recomendar una metodología de cómo realizar los cálculos de estructuras con maderas tropicales para edificaciones, basados específicamente en el método ASD.

2) “Curso de construcciones de madera” (UMSA, 1971)

El autor, Ing. Raúl Machicado Dick, docente titular emérito de la asignatura de “*Estructuras de Madera*” en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Mayor de San Andrés. Este texto es uno de los pocos materiales de especialización que hasta la fecha sirven como referencia con relación al cálculo y diseño de estructuras de madera en general, todo bajo la concepción del método ASD.

3) “ACI 347-14 Guide to Formwork for Concrete” (2014 Edition)

Esta normativa lo presenta el “*American Concrete Institute*” (ACI por sus siglas en inglés) y está destinado a servir de guía en la planificación, el diseño, la ejecución y la inspección de la construcción, pero además tiene los objetivos de darnos las directrices sobre seguridad, calidad y economía para encofrados de distintos materiales. Por ejemplo, para encofrados de madera se realiza el diseño conforme a los métodos y lineamientos expuestos en las guías y manuales que proporcionan las instituciones (americanas) como la “*American Forest & Paper Association*” y la “*American Wood Council*”.

4) “MANUAL for Engineered Wood Construction” (2018 Edition)

Este es un manual desarrollado por la asociación comercial “*American Wood Council*” para la construcción con madera, básicamente orientada para el diseño de la mayoría de los

productos estructurales en base a madera utilizados en la construcción de edificaciones de madera en **América del Norte**. Además, proporciona los requisitos para el diseño de diferentes productos de madera mediante los métodos **ASD** y **LRFD**.

Este manual en realidad está elaborado para usarse con el paquete de diseño de madera que incluye los siguientes documentos:

- i. “2018 MANUAL for Engineered Wood Construction” (AWC);
- ii. “2018 NATIONAL DESIGN SPECIFICATION for Wood Construction” – with Commentary (ANSI/AWC NDS-2018);
- iii. “2018 NDS Supplement – Design Values for Wood Construction” (AWC);
- iv. “2015 Special Design Provisions for Wind and Seismic (SDPWS)” – with Commentary (ANSI/AWC SDPWS-2015).
- v. “2015/2018 Structural Wood Design Examples” (AWC/ICC)



1)

2)

3)

4)

Figura No. 7 Textos fundamentales usados en el presente proyecto.

1) “Manual para diseño de maderas del Grupo Andino” (4ta Edición, 1984). 2) “Curso de construcciones de madera”, UMSA (Edición de 1971). 3) “ACI 347-14 Guide to Formwork for Concrete” (2014 Edition). 4) “MANUAL for Engineered Wood Construction” (2018 Edition).

1.5. OBJETIVOS.

1.5.1 Objetivo General.

- Realizar el diseño de encofrado de madera de los elementos estructurales comúnmente presentes en una edificación de hormigón armado mediante los métodos ASD y LRFD usando los valores referenciales del “*Manual para diseño de maderas del Grupo Andino*”, cumpliendo los requerimientos de la norma “*ACI 347-14 Guide to Formwork for Concrete*”.

1.5.2 Objetivos Específicos.

- Aplicar los lineamientos y especificaciones prescritos en los diferentes documentos de la “*American Wood Council*”, para una adecuada y correcta aplicación de los métodos ASD y LRFD.
- Adecuar los valores referenciales presentados en el “*Manual para diseño de maderas del Grupo Andino*” para su uso dentro de la metodología LRFD.
- Cumplir los requerimientos y especificaciones de la norma “*ACI 347-14 Guide to Formwork for Concrete*”, al momento de realizar el diseño de los diversos elementos de un encofrado de madera.
- Analizar las cargas a los que estarán sometidos los diferentes elementos o componentes de un determinado encofrado de madera.
- Proponer secciones adecuadas (comerciales y económicas) de madera aserrada y disposiciones constructivas que cumplan los requerimientos de resistencia y deformación.
- Establecer un procedimiento de cálculo (algoritmo) claro y detallado, para el diseño de encofrados con madera aserrada mediante las metodologías ASD y LRFD.
- Realizar una evaluación de variación de resultados técnicos (escuadrías y espaciamientos de los elementos estructurales) entre las metodologías de diseño ASD y LRFD aplicado al diseño de encofrados típicos con madera aserrada.

1.6. ALCANCES.

Los alcances del presente proyecto son:

- El diseño de encofrados solo con madera aserrada y no así con madera rolliza ni encofrados con otros materiales como madera contrachapada (plywood), plástico, acero, etc.
- Los encofrados diseñados son los encofrados típicos y más usuales utilizados en edificaciones para vivienda, que vienen a ser los encofrados para: muros, losas, vigas, columnas, zapatas y escaleras.
- Las maderas tomadas en cuenta para el diseño de encofrados estarán únicamente dentro de las 20 especies de maderas tropicales estudiadas por los PADT-REFORT para Bolivia y que están agrupadas en los grupos estructurales A B y C.
- El análisis, diseño y consideraciones para los encofrados planteado son válidos para encofrados que tienen una velocidad de vaciado (R) del hormigón igual o menor a 4,5 [m/h].

1.7. LIMITACIONES.

Las limitaciones que se han presentado para la realización de este proyecto son:

- Pocas investigaciones en el país sobre la aplicación de la madera en el campo estructural y de la construcción.
- Poca difusión en Latinoamérica sobre la aplicación de la metodología LRFD a estructuras de maderas.
- Muy poca investigación en nuestro medio sobre el tema específico de encofrados.
- Reducida bibliografía y escritos técnicos respecto al tema de encofrados, sobretodo en español.
- En este trabajo no se tomó en cuenta llevar a cabo pruebas y ensayos de laboratorio para obtener las propiedades mecánicas y estructurales de los materiales, así que se adoptaron los valores referenciales dados en el “Manual para diseño de maderas del Grupo Andino”.

- Si bien los cálculos se realizaron con cierta precisión y tolerancia, al final de cada diseño de encofrado, se proponen escuadrías comerciales (limitantes) y espaciamientos teniendo presente las recomendaciones prácticas y las razones constructivas.
- Éste proyecto no contempla el análisis ni el diseño de “encofrados especiales” como por ejemplo los encofrados deslizantes (Slipform), encofrados trepantes (Climbing Forms), encofrados aéreos (Flying Forms), encofrados prefabricados (patentados) etc.
- No se realizó el análisis y diseño de encofrados con velocidades de vaciado (R) mayores a 4,5 [m/h] debido a que estas velocidades son utilizadas normalmente cuando se trabajan con los “encofrados especiales” y el hormigón es de “alta fluidez” (hormigones autocompactantes), el cual conlleva a otro tipo de tratamiento y de consideraciones para la determinación de presiones laterales del hormigón.



CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1. MADERAS PARA LA CONSTRUCCIÓN.

2.1.1. Maderas Tropicales (latifoliadas) y Coníferas.

Los bosques tropicales de la Subregión Andina cubren aproximadamente el 47% de la superficie (220 millones de hectáreas) constituyendo un ingente recurso para la obtención de madera para construcción. Se estima que hay alrededor de 2500 especies forestales en estos bosques, de las cuales unas 600 serían aptas para construir.

Por ser éstos en su mayoría tropicales y subtropicales, genéricamente se las denominan maderas tropicales. Estas especies, conocidas también con el nombre de latifoliadas o frondosas, se diferencian tanto externa como internamente de las maderas de coníferas que, en general, crecen en climas templados.

Una de las diferencias notorias en el comportamiento mecánico entre maderas coníferas y latifoliadas es aquella relacionada con la resistencia y rigidez, por ello, de modo general puede afirmarse que, a igual densidad, las maderas latifoliadas de los bosques andinos muestran mayor resistencia que la madera de coníferas.

2.1.2. Especies Estudiadas.

Las características tecnológicas, propiedades de diseño, las recomendaciones de diseño, protección, etc. Dados en el “*Manual para diseño de maderas del Grupo Andino*” son el resultado de actividades de investigación y desarrollo llevadas a cabo como parte de los PADT-REFORT con el objetivo de incorporar las maderas tropicales como material de construcción, con todas las características técnicas, de normalización y reglamentación de que gozan los materiales tradicionales.

La acción conjunta de los países del Grupo Andino ha permitido la determinación de las propiedades físicas y mecánicas de 104 especies de maderas de estos países, de las cuales 20 de esas especies las tiene Bolivia y se muestran en el Anexo.

Con el objeto de usar racionalmente el heterogéneo bosque tropical, las especies se han agrupado en tres grupos estructurales: Grupo A, Grupo B y Grupo C.

2.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA MADERA.

Estas características físicas son:

- Contenido de Humedad
- Densidad y Peso Específico
- Cambios Dimensionales
- Expansión y Conductividad Térmicas
- Transmisión y Absorción del Sonido
- Conductividad Eléctrica

En cuanto a encofrados se refiere, las más relevantes vienen a ser las tres primeras características mencionadas.

2.2.1. Contenido de Humedad (CH).

La madera contiene agua bajo tres formas:

1. El **agua libre** se encuentra llenando las cavidades celulares.
2. El **agua higroscópica** se halla contenida en las paredes celulares.
3. El **agua de constitución** se encuentra formando parte integrante de la estructura molecular.

Ahora, en función de la cantidad de agua que contenga la madera pueden presentarse en tres estados:

1. Se dice que **la madera está verde** cuando ha perdido parte del agua libre.
2. Se dice que **la madera está seca** cuando ha perdido la totalidad del agua libre y parte del agua higroscópica.
3. Se dice que **la madera está anhidra** cuando ha perdido toda el agua libre y toda el agua higroscópica.

El “Contenido de humedad” (CH) es el porcentaje en peso, que tiene el agua libre más el agua higroscópica con respecto al peso de la madera anhidro. Para una muestra de madera el CH será:

$$CH\% = \frac{\text{Peso Húmedo} - \text{Peso Anhidro}}{\text{Peso Anhidro}} \times 100$$

El peso anhidro es conseguido mediante el uso de un horno a $103\pm 2^{\circ}\text{C}$, también se le llama peso seco al horno.

Existen dos valores del CH que son particularmente importantes:

- 1) Al primero CH se le llama “**Punto de Saturación de las Fibras**” (PSF) y es el CH que tiene la madera cuando ha perdido la totalidad del agua libre y comienza a perder el agua higroscópica.
- 2) Al segundo CH se le llama “**Contenido de Humedad de Equilibrio**” (CHE) cuando la madera expuesta al aire, pierde parte del agua higroscópica hasta alcanzar un CH en equilibrio con la humedad relativa del aire.

2.2.2. Densidad y Peso Específico.

La relación que existe entre la masa y el volumen de un cuerpo se llama densidad. Por costumbre cuando se usa el sistema métrico se toma la masa como el peso del cuerpo. El peso de la madera es la suma del peso de la parte sólida más el peso del agua. El volumen de la madera es constante cuando está en el estado verde, el volumen disminuye cuando el CH es menor que el PSF y vuelve a ser constante cuando ha alcanzado el estado anhidro o seco al horno. Para una misma muestra de madera se pueden distinguir en cuatro densidades: La “Densidad verde”, la “Densidad seca al aire”, la “Densidad anhidra” y la “Densidad básica”.

La “**Densidad básica**” es la que se usa con ventaja ya que las condiciones en las que se basa (peso seco al horno y volumen verde) son estables en una especie determinada. La densidad de la parte sólida de la madera es $1,56 \text{ [g/cm}^3\text{]}$ con variaciones insignificantes entre especies.

El “**Peso específico**” es la relación entre el peso de la madera, a un determinado contenido de humedad, y es el peso del volumen de agua desplazado por el volumen de la madera. En el sistema métrico la densidad y el peso específico tienen el mismo valor, con la diferencia que este último no tiene unidades.

2.2.3. Cambios Dimensionales.

Las variaciones en el CH producen cambios dimensionales en la madera, estos cambios se deben principalmente a la pérdida o ganancia del agua higroscópica en la pared celular.

La contracción y la expansión presentan valores diferentes en las tres direcciones de la madera. La contracción en el sentido tangencial es más o menos el doble de la radial, mientras que la longitudinal es mínima, por lo que no se toma en cuenta para el cálculo de la contracción volumétrica. La “**Contracción Longitudinal**” (δ_L) es del orden del 0,1%. La “**Contracción Tangencial**” (δ_T) y la “**Contracción Radial**” (δ_R) son las principales responsables del cambio volumétrico (Ver la Figura No 8).

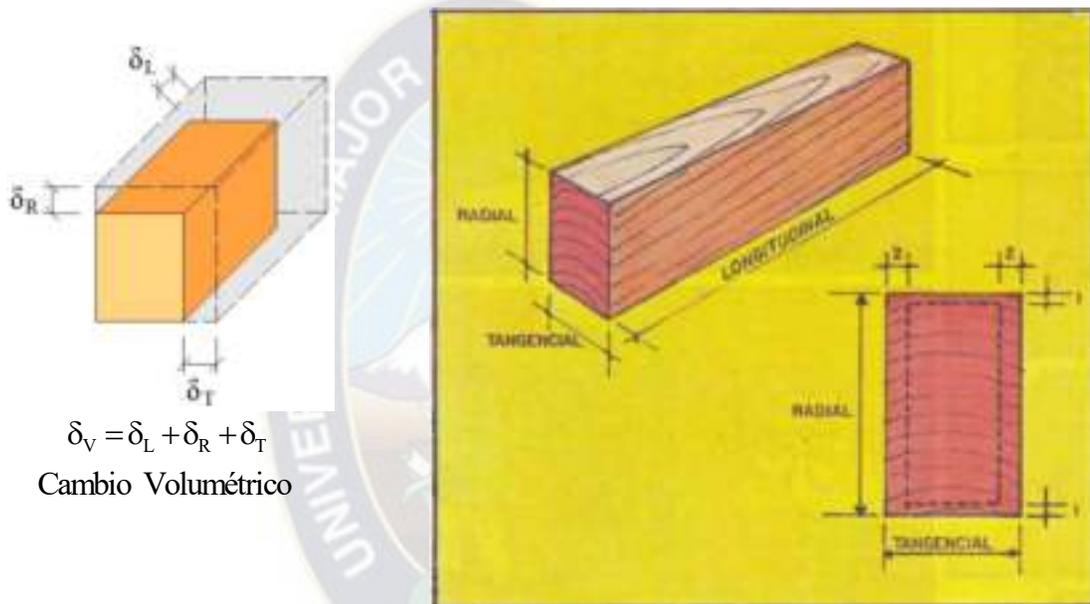


Figura No. 8 Contracción en una pieza de madera.

Fuente: “*Cartilla de Construcción con madera*” (PADT-REFORT. JUNAC)

2.3. PROPIEDADES MECÁNICAS O RESISTENTES DE LA MADERA.

En la madera se pueden reconocer tres direcciones principales que pueden considerarse ortogonales entre sí, estas direcciones son la longitudinal, la tangencial y la radial. En la Figura No. 9, puede observarse que la dirección radial y la tangencial son perpendiculares al grano. En la práctica se consideran dos direcciones: la dirección longitudinal o paralela a la fibra y la dirección transversal o perpendicular al grano.

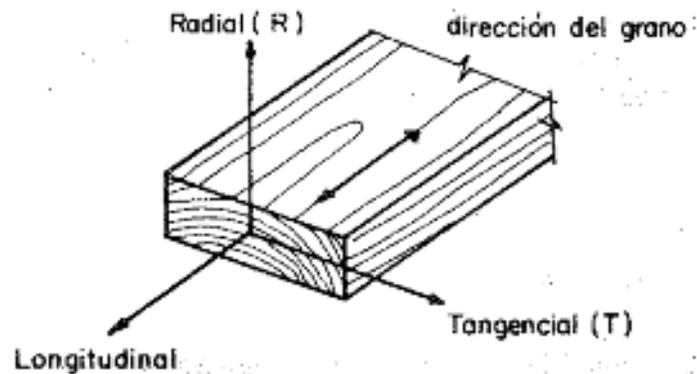


Figura No. 9 Direcciones ortogonales de la madera.

Fuente: “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino”

Las principales propiedades resistentes de la madera son:

2.3.1. Compresión paralela al grano.

La madera, se comporta como si el conjunto de tubos alargados (fibras) sufriera la presión de una fuerza que trata de aplastarlos.

Su comportamiento ante este tipo de esfuerzos (Figura No. 10.a) es considerado dentro de su estado elástico, es decir, mientras tenga la capacidad de recuperar su dimensión inicial una vez retirada la fuerza. En la práctica, la madera se somete a esfuerzos de compresión paralela cuando se la utiliza como pilotes, barras internas de cerchas, etc.

2.3.2. Compresión perpendicular al grano.

La madera se comporta a manera de un conjunto de tubos alargados que sufriera una presión perpendicular a su longitud; sus acciones transversales serán aplastadas y, en consecuencia, sufrirán disminución en sus dimensiones bajo esfuerzos suficientemente altos. En la práctica, la madera se somete a esfuerzos de compresión perpendicular al grano (Figura No. 10.b) cuando se la utiliza en forma de soleras, durmientes, cartelas de cerchas, etc.

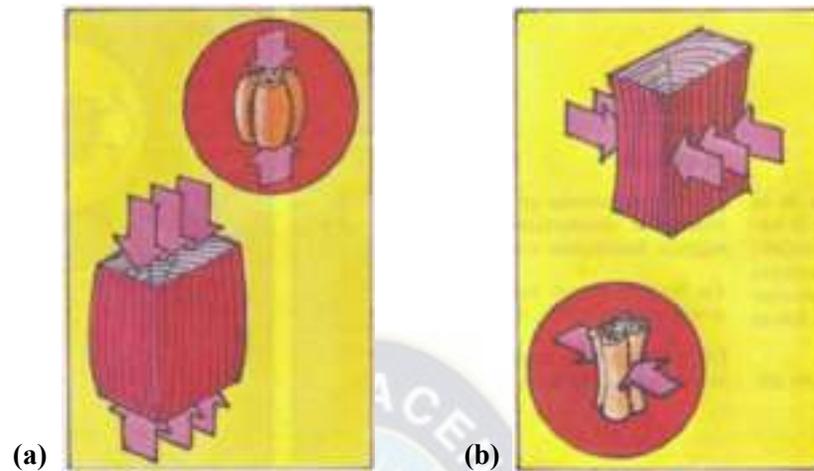


Figura No. 10 Compresión en una pieza de madera.
(a) Compresión paralela al grano; (b) Compresión perpendicular al grano.
Fuente: “Cartilla de Construcción con madera” (PADT-REFORT. JUNAC).

2.3.3. Tracción paralela al grano.

La madera tiene gran resistencia a la tracción paralela a las fibras (Figura No. 11.a), debido a que las uniones longitudinales entre fibras son de 30 a 40 veces más resistentes que las uniones transversales. Esta cualidad debe considerarse con sumo cuidado, pues los defectos de la madera tienen influencia negativa en la tracción paralela a la fibra.

2.3.4. Tracción perpendicular al grano.

La capacidad de resistencia, en tracción perpendicular al grano (Figura No. 11.b), es asumida básicamente por la lignina de la madera que cumple una función cementante entre las fibras. La madera tiene menor resistencia a este tipo de esfuerzo en relación con otras sollicitaciones.

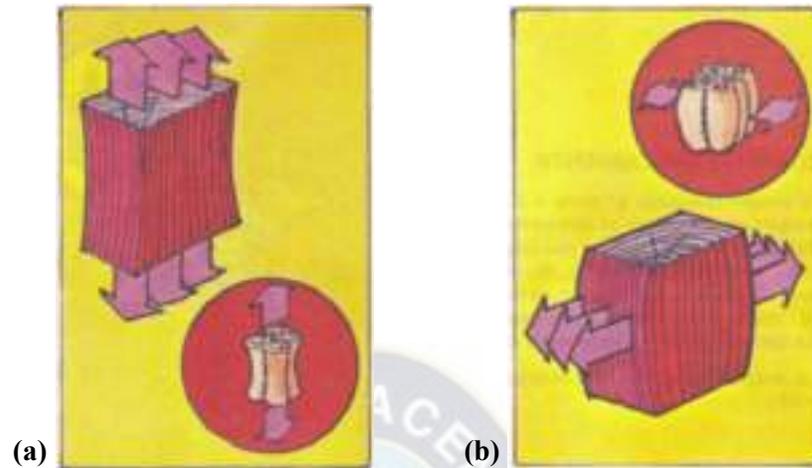


Figura No. 11 Tracción en una pieza de madera.

(a) Tracción paralela al grano; (b) Tracción perpendicular al grano.

Fuente: “Cartilla de Construcción con madera” (PADT-REFORT. JUNAC)

2.3.5. Corte o cizallamiento.

El comportamiento al corte o cizallamiento de la estructura interna de la madera es semejante al comportamiento de un paquete de tubos que se hallan adheridos entre ellos; por esta razón, en el caso de “corte paralelo al grano” (Figura No. 12.a), el esfuerzo de corte es resistido básicamente por la sustancia cementante, es decir, la lignina, mientras que en el esfuerzo de “corte o cizallamiento perpendicular al grano” (Figura No. 12.b), son las fibras las que aumentan la resistencia al cizallamiento.

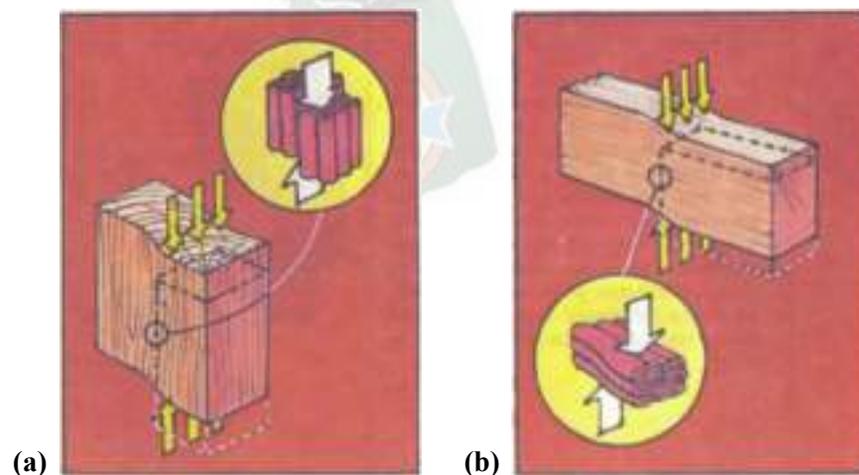


Figura No. 12 Corte en una pieza de madera.

(a) Corte paralela al grano; (b) Corte perpendicular al grano.

Fuente: “Cartilla de Construcción con madera” (PADT-REFORT. JUNAC)

La madera es mucho más resistente al corte perpendicular que al corte paralelo.

2.3.6. Flexión.

El comportamiento en flexión de una pieza de madera combina, simultáneamente, los comportamientos a tracción, compresión y corte, repitiéndose los mismos fenómenos anteriormente descritos (Figura No. 13).

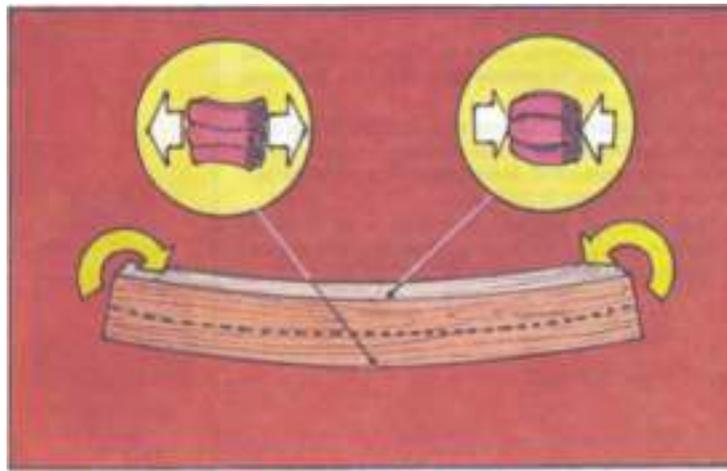


Figura No. 13 Flexión en una pieza de madera.

Fuente: “Cartilla de Construcción con madera” (PADT-REFORT. JUNAC)

La madera es un material particularmente apto para soportar tracción y compresión paralela, debido a su alta capacidad por unidad de peso.

En la práctica, la madera es solicitada a flexión cuando se la utiliza en forma de vigas, viguetas, solera superior, entablado, dinteles, etc.

2.4. PROPIEDADES ELÁSTICAS DE LA MADERA.

El “Módulo de elasticidad” (E), el “Módulo de corte” (G) y el “Módulo de Poisson” (ν) representan las características elásticas de un material. La madera es considerada un material ortotrópico, por lo mismo, tiene tres módulos de elasticidad, tres módulos de corte y seis módulos de Poisson, orientados y definidos según los tres ejes ortogonales. Desde el punto de vista ingenieril puede suponerse que el material es homogéneo lo que permite considerar sólo tres.

2.4.1. Módulo de Elasticidad (E).

El Módulo de elasticidad de un material es la medida de su rigidez, y este es la relación entre el esfuerzo unitario y la deformación unitaria, siempre que el esfuerzo unitario no exceda el límite elástico del material.

Este módulo de elasticidad puede ser obtenido directamente de una curva esfuerzo-deformación, un ensayo de compresión paralela. Según los resultados obtenidos en maderas tropicales el “E” en compresión paralela es mayor que el “E” en flexión estática, no obstante, usualmente se toma el segundo como genérico de la especie, por ser las deflexiones en elementos a flexión criterio básico en su dimensionamiento.

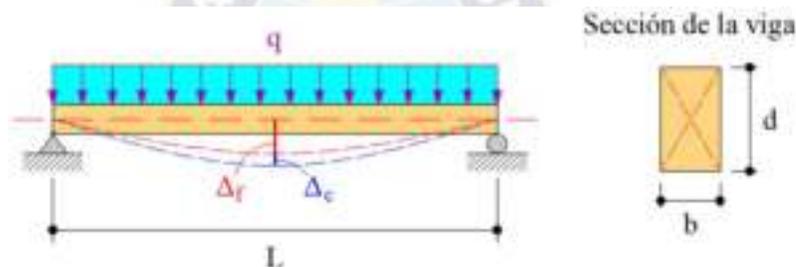


Figura No. 14 Deflexión de una viga, por flexión y por corte.

Fuente: Elaboración propia

La deflexión en la viga de la Figura No. 14, es la suma de dos deflexiones; la debida a flexión “Δ_f” y la debida a corte “Δ_c”, cuando se obtiene el módulo de elasticidad se calcula considerando solamente la contribución de la flexión, concentrándose un “E aparente”, menor que el “E real” que tiene el material.

2.4.2. Módulo de Corte o Rigidez (G).

El módulo de Corte, de Rigidez o de Elasticidad Transversal (G), es una constante de cada material elástico que caracteriza la deformación o distorsión que sufre el material cuando se somete a un esfuerzo de corte, es decir aplicado en dirección tangente a la superficie sobre la que actúa. Matemáticamente, la extensión de la ley de Hooke para esfuerzos y deformaciones unitarias cortantes tiene la forma:

$$\tau = G \cdot \gamma$$

Existen diferentes valores para este módulo en cada una de las direcciones de la madera. Sin embargo, el más usual es el que sigue la dirección de las fibras. Los valores reportados para esta propiedad varían entre 1/16 y 1/25 del módulo de elasticidad lineal “E”.

2.4.3. Módulo de Poisson (ν).

Se conoce como módulo de Poisson (ν) a la relación que existe entre deformación lateral y deformación longitudinal de un prisma de material elástico lineal e isótropo.

$$\nu = \frac{\text{Deformación unitaria lateral}}{\text{Deformación unitaria axial}}$$

Para el caso de la madera existen en general 6 módulos de Poisson ya que se relacionan las deformaciones en las direcciones longitudinal, radial y tangencial. La madera presenta diferentes valores según las direcciones que se consideran, se han reportado para maderas coníferas valores del orden de 0,325 a 0,40 para densidades de 0,5 [g/cm³].

2.5. LA MADERA COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN.

2.5.1. Comercialización de la madera.

La madera aserrada es el producto final obtenido luego de cortar la troza del árbol longitudinalmente hasta convertirla en un conjunto de piezas esbeltas de sección transversal rectangular. Para que sus caras y cantos sean paralelos, perpendiculares y lisos las piezas son generalmente cepilladas.

La madera se comercializa por volumen siendo la cubicación cuantificada en “metros cúbicos” [m³] y en varios Países Andinos en “pies cuadrados” [pie²] ó “pies tablares” [p.t.]. Esta última equivale a una pieza cuadrada de 1 [pie] de lado y 1 [pulg] de espesor tal y como se muestra en la Figura No. 15.

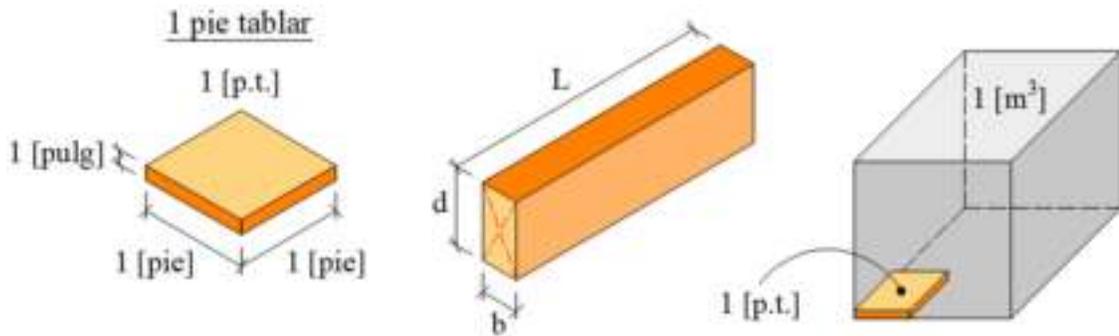


Figura No. 15 Unidades para comercializar madera.

Fuente: Elaboración propia.

En principio, 1 pie tablar, en [cm³] equivale a:

$$1 \text{ [p.t.]} = (30,48 \text{ [cm]} \cdot 30,48 \text{ [cm]}) \cdot 2,54 \text{ [cm]}$$

$$1 \text{ [p.t.]} = 2359,74 \text{ [cm}^3\text{]} \cong 2360 \text{ [cm}^3\text{]}$$

Para una pieza de madera cualquiera donde sus dimensiones están dadas como b[cm], d[cm] y L[m]:

$$V \text{ [p.t.]} = \frac{(b \text{ [cm]} \cdot d \text{ [cm]}) \cdot \left(L \text{ [m]} \cdot \frac{100 \text{ [cm]}}{1 \text{ [m]}} \right)}{2360 \left[\frac{\text{cm}^3}{\text{p.t.}} \right]}$$

$$V \text{ [p.t.]} = 0,0424 \cdot (b \text{ [cm]} \cdot d \text{ [cm]} \cdot L \text{ [m]})$$

Para una pieza de madera cualquiera donde sus dimensiones están dadas como b[pulg], d[pulg] y L[m]:

$$V \text{ [p.t.]} = \frac{\left(b \text{ [pu lg]} \cdot \frac{2,54 \text{ [cm]}}{1 \text{ [pu lg]}} \right) \cdot \left(d \text{ [pu lg]} \cdot \frac{2,54 \text{ [cm]}}{1 \text{ [pu lg]}} \right) \cdot \left(L \text{ [m]} \cdot \frac{100 \text{ [cm]}}{1 \text{ [m]}} \right)}{2360 \left[\frac{\text{cm}^3}{\text{p.t.}} \right]}$$

$$V \text{ [p.t.]} = 0,2734 \cdot (b \text{ [pu lg]} \cdot d \text{ [pu lg]} \cdot L \text{ [m]})$$

Ahora, como dato referencial, para 1 [m³]: $1 \text{ [m}^3\text{]} = 424 \text{ [pie}^2\text{]} = 424 \text{ [p.t.]}$

En nuestro medio el precio de los tableros a base de madera es normal que también se cotiza por metro cuadrado [m²] para un determinado espesor, o también por pie cuadrado [pie²] en aquellos países o regiones que usan estas unidades. Ahora, para el caso de los encofrados también en normal que se comercialicen por metro lineal de encofrado construido

2.5.2. Dimensiones Comerciales y Dimensiones Reales.

Debido al proceso de cortes sucesivos y cepillado, las piezas de madera experimentan disminuciones progresivas en las dimensiones de su sección transversal, haciendo diferentes las medidas iniciales denominadas “nominales” o “comerciales” y aquellas que finalmente presentan denominadas “reales”. Por mucho tiempo en los países con larga experiencia en la construcción con madera se ha mantenido la dualidad de dimensiones “nominales” y dimensiones “reales”.

La comercialización de la madera se realiza por lo general en función de las dimensiones nominales, y que únicamente se utilizan para la determinación del volumen facturado al comprador. Las dimensiones “reales” de la escuadría son las que se usan en el diseño y las que deben tener al momento de la construcción (Figura No. 16), además solamente en estas dimensiones se consideran en unidades métricas, es decir [cm]. Las dimensiones “Reales” y “Comerciales”. Las propiedades de escuadría se muestran en la tabla **Anexo 5**.

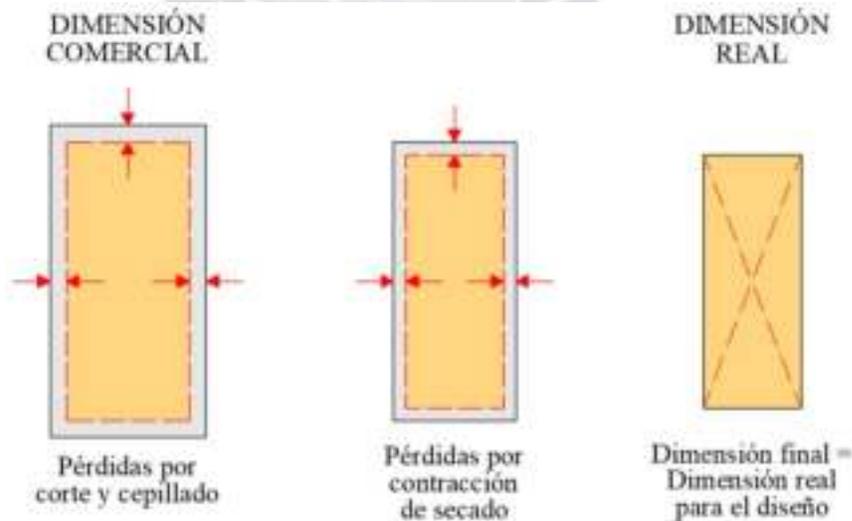


Figura No. 16 Dimensiones comerciales y reales de una escuadría (sección transversal).

Fuente: Elaboración propia.

2.6. ENCOFRADOS.

Hay diferentes tipos de estructuras temporales que se utilizan como facilitadores para la construcción de estructuras permanentes. Algunos de los ejemplos de estructuras temporales son: construcción de encofrado de hormigón (encofrado), andamios, cimbra/apuntalamiento,

ataguías, apuntalamiento, muros pantalla/muros, estructuras de contención de tierra y desagüe de la construcción. Como se puede observar en estos ejemplos, el propósito de las estructuras temporales varía.

El encofrado es también un tipo de estructura temporal cuyo propósito es soportar su propio peso y el del hormigón recién vaciado a fin de darle la forma y las dimensiones requeridas, así también soportar las cargas vivas de la construcción, incluidos los materiales, equipos y trabajadores. Se desea que el encofrado sea una estructura temporal para sostener el hormigón de manera segura hasta que adquiera la fuerza adecuada para sostenerse por sí solo.

2.7. ENCOFRADO COMO ESTRUCTURA TEMPORAL.

La construcción de hormigón armado consta principalmente de tres componentes: encofrado, refuerzo y hormigón. El encofrado representa una parte importante de cualquier proyecto de construcción de hormigón y representa entre el 35 y el 50 % del coste total de la estructura de hormigón. También en términos de tiempo, las operaciones de encofrado consumen el tiempo máximo, variando entre el 50-75% del tiempo total consumido en la construcción de una estructura de hormigón armado.

A diferencia de otras estructuras temporales como muro pantalla y ataguía, se puede montar y desmontar rápidamente.

Los componentes del encofrado están muy cargados durante unas pocas horas durante la colocación del hormigón. Por lo tanto, podemos diseñar estos componentes permitiendo esfuerzos permisibles más altos en comparación con los esfuerzos tomados para el diseño de estructuras permanentes. Si bien es posible que no se requiera un procedimiento de diseño riguroso para un encofrado típico, se recomienda para un encofrado complicado y en situaciones en las que hay riesgo para la vida humana.

El tiempo de desmontaje o desencofrado puede variar de una estructura a otra y depende de una serie de variables.

2.8. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS ENCOFRADOS DE MADERA.

2.8.1. Ventajas.

- El encofrado tradicional (de madera) es económico, su costo de inversión es bajo con respecto a los demás materiales.

- Permite producir prácticamente cualquier forma que presenten ciertos detalles constructivos, pero no con tanta facilidad que los encofrados plásticos.
- Es de fácil montaje.
- Bajo peso en relación a su resistencia.
- Por ser un material liviano presenta una considerable capacidad a la tracción y compresión.
- Facilidad para trabajarla, ductilidad y textura.
- Por su material se encuentra en el mercado fácilmente.

2.8.2. Desventajas.

- No debe abusarse al armarlo de clavos y tornillos ya que esto debilita la madera. Para su óptima conservación, la madera es conveniente se pinte con periodicidad y así evitar el deterioro por acción del clima.
- Para obras de gran magnitud como son las de gran altura, se vuelve complicado y costosa la fabricación de estructuras de madera.
- Es necesario también que, si sufrieron algún daño, este sea reparado.
- Cuando se realice el desencofrado, o sea, el retiro del encofrado, debe utilizarse con cuidado el martillo metálico para no dañar ni la madera ni los ganchos.

2.9. REQUISITOS DE UN ENCOFRADO.

El ingeniero encargado del encofrado debe preocuparse por algo más que simplemente realizar encofrados del tamaño correcto; sino que sus objetivos deben enfocarse en tres aspectos fundamentales que son: la calidad, la seguridad y la economía.

2.9.1. Calidad.

Incluso una inspección casual de la superficie de hormigón justo después de que se haya desmantelado el encofrado, revelaría una serie de defectos en la superficie de hormigón en la mayoría de los casos. Podemos notar granos de madera contrachapada o madera adherida a las superficies de hormigón en varios lugares, ondulaciones en las superficies de hormigón y parches de hormigón que muestran los panales. A veces también podemos encontrar columnas y vigas que sobresalen de la línea deseada, y un montón de lechada de

cemento cerca de las ubicaciones de las juntas o pasadores. Todos estos defectos pueden atribuirse a un encofrado deficiente, ya sea en parte o en su totalidad. Estos defectos pueden llegar a ser muy costosos de reparar, y ninguna cantidad de trabajo de reparación puede devolverlo al nivel de calidad deseado.

Teniendo esto en cuenta, el encofrado debe diseñarse y construirse con precisión para lograr el tamaño, la forma, la posición, la ubicación correcta, la calidad y el acabado de calidad aceptable deseados del hormigón vaciado.

2.9.2. Seguridad.

La literatura sobre encofrados, los informes de la Administración de Seguridad y Salud Ocupacional (OSHA por sus siglas en inglés), etc. sugieren que la construcción de encofrados está asociada con una frecuencia relativamente alta de lesiones y enfermedades incapacitantes. Con base en las estadísticas de accidentes de OSHA de 1997, Huang y Hinze (2003) informan que el 5,83 % de las caídas se atribuyeron a la construcción de encofrados o la construcción de estructuras temporales, y el 21,2 % de todos los accidentes relacionados con estructuras de madera o construcción de encofrados. Es lamentable que se pierdan numerosas vidas debido a fallas en el encofrado todos los años, incluso hoy en día. De vez en cuando nos encontramos con noticias sobre fallos en encofrados y andamios. Esto exige una mayor seguridad en la operación del encofrado. El encofrado debe construirse adecuadamente para que sea capaz de soportar todas las cargas muertas y vivas sin peligro para los trabajadores y para la superficie de hormigón. El encofrado no solo debe ser fuerte y seguro, sino que también debe tener arreglos para una plataforma de trabajo donde los trabajadores puedan trabajar sin peligro de lesionarse. El encofrado debe tener arreglos que puedan evitar la caída de objetos desde su plataforma de trabajo, de modo que se puedan evitar lesiones a las personas que trabajan debajo de la plataforma.

2.9.3. Economía.

La economía de encofrado corresponde a un uso económico, cuidadoso, eficiente y prudente de los recursos para la realización de los encofrados.

El costo total del encofrado es la suma de lo siguiente:

- Costo de los materiales del encofrado,

- Costo de mano de obra para hacer, arreglar y quitar el encofrado,
- Costo del equipo requerido para manejar el encofrado,
- Costo de consumibles tales como agentes de desmoldeo o desencofrado tales como diésel, aceite, grasa,
- Otros consumibles como clavos, alambre para atar, etc.

El costo también puede incluir el costo de reparación y mantenimiento del encofrado para mantenerlo en condiciones de funcionamiento. Algún componente del costo de almacenamiento también puede estar presente en el costo total del encofrado.

También se puede señalar que los encofrados para una estructura de hormigón pueden costar más que el hormigón o el acero y, en algunos casos para estructuras especiales, pueden costar más que el hormigón y el acero de refuerzo juntos.

Debe entenderse que cualquier ahorro en el costo del encofrado puede tener grandes implicaciones en el potencial de ahorro general en un proyecto de construcción. Por lo tanto, es extremadamente importante planificar un sistema estructural que no solo sea económico en lo que respecta a la cantidad de hormigón y el refuerzo, sino que también debe tener en cuenta el costo del encofrado.

En resumen, toda la operación debe mantenerse simple. La estandarización (estructura tipo) de los encofrados y su reutilización son la clave de la economía.

De todo lo mencionado sobre los requisitos para un sistema de encofrado cualquiera se lo presenta a continuación:

1. El encofrado debe construirse y montarse de tal manera que se obtenga la forma, tamaño, posición, cantidad y acabado del hormigón requerido.
2. El encofrado debe ser lo suficientemente resistente para soportar la presión o el peso del hormigón fresco, para que se obtenga el acabado del hormigón. El material no debe deformarse ni distorsionarse.
3. El encofrado debe diseñarse y construirse de manera que pueda montarse y encofrarse fácil y rápidamente con una mano de obra mínimamente calificada, lo que permite ahorrar tiempo y dinero. Debe poder ajustarse con precisión a la línea y los niveles deseados.
4. El encofrado debe poder ser golpeado sin dañar el hormigón o el propio encofrado.

5. El encofrado debe poder manipularse con los equipos disponibles o manipularse manualmente, si es necesario.
6. La disposición del encofrado debe brindar un acceso seguro para el manejo del hormigón y su colocación.
7. El encofrado deberá disponer de todas las disposiciones de seguridad necesarias en relación con las zonas de trabajo y plataformas.
8. La disposición del encofrado debe ser lo suficientemente flexible para obtener el acabado deseado. Es decir, debe poder adaptarse a diferentes tipos de material de revestimiento, por ejemplo, madera contrachapada, acero, etc.
9. El encofrado también debe poder adaptarse a cualquier característica arquitectónica, como ranuras, granos superficiales, etc. Debe ser posible realizar juntas herméticas para que no haya fugas de lechada de cemento.

También es muy importante tener una adecuada comunicación y coordinación entre el cliente, el consultor, el arquitecto o ingeniero y el contratista para lograr la máxima economía. La economía en un encofrado puede verse afectada desde la etapa de planificación y diseño hasta la etapa de construcción del proyecto.

2.10. REUTILIZACIÓN DEL ENCOFRADO.

La reutilización del encofrado es una consideración importante en el encofrado ya que la capacidad de reutilizar los encofrados de madera también significa una menor demanda de madera y sus productos, lo que conduce a una reducción de la tala y la degradación ambiental. El plan o procedimiento a seguir para conseguir la máxima reutilización de los encofrados variará mucho dependiendo de las condiciones del trabajo individual. Generalmente, cuanto antes se puedan quitar los encofrados, más económico y práctico resultará programar muchas reutilizaciones de un encofrado. Por lo tanto, las especificaciones o los requisitos de los códigos locales para el desmontaje y el apuntalamiento son un factor importante en la planificación de la reutilización. En edificios de varios pisos donde los moldajes y los apuntalamientos serán sostenidos por miembros estructurales recién construidos, se deben considerar problemas especiales.



Figura No. 17 Encofrados de madera ya usados.

Fuente: https://es.pngtree.com/freebackground/wooden-formwork-engineering-grunge-used-photo_4126227.html

2.10.1. Factores que afectan la reutilización de encofrados de madera.

No se puede definir un valor de reutilización de los encofrados de madera, debido a que ese dato varía de una estructura a otra y además depende de una diversidad de factores.

Los ingenieros asiáticos Y.Y. Ling y K.C. Leo (2000) en su artículo “*Reusing timber formwork: importance of workmen’s efficiency and attitude. Building and Environment*” (Reutilización de encofrados de madera: importancia de la eficacia y actitud de los trabajadores. Construcción y Medio Ambiente), cuyo objetivo era investigar los factores que afectan a la reutilización de encofrados de madera en las obras de construcción de Singapur, mostró como resultado la identificación de cinco factores principales y quince sub-factores en total que afectan la reutilización de encofrados de madera. Estos son:

a. Materiales utilizados para fabricar el encofrado.

1. Calidad de los componentes utilizados para fabricar el encofrado

b. Obreros que trabajan con el encofrado.

2. Actitudes laborales de los trabajadores

3. Eficiencia de los trabajadores
- c. Diseño completo de la estructura.**
 4. Grado de complejidad y estandarización del diseño estructural
 5. El grado de estandarización estructural
- d. Proceso de diseño, fabricación y desmontaje del encofrado.**
 6. Proceso de montaje del encofrado
 7. Proceso de desencofrado (golpeado)
 8. Cantidad de clavado al encofrado
 9. Fácil mantenimiento del encofrado después del desencofrado (golpeado)
- e. Problemas de administración del sitio.**
 10. Supervisión y planificación de montaje y desmontaje
 11. Disponibilidad horaria
 12. Disponibilidad de espacio en obra para volver a fabricar el encofrado para la próxima reutilización
 13. Facilidad de manipulación de encofrados reutilizados
 14. Cooperación de otros oficios
 15. Seguridad de los trabajadores durante la re-fabricación de encofrados

Se encontró que los sub-factores: **2. Actitudes laborales de los trabajadores** y **3. Eficiencia de los trabajadores** bajo el factor **B) Obreros que trabajan con el encofrado** y el sub-factor: **7. Proceso de desencofrado (golpeado)** bajo el factor **D) Proceso de diseño, fabricación y desmontaje del encofrado**, impactando significativamente en la reutilización de encofrados de madera.

Aunque el estudio de Ling y Leo se basó en un conjunto limitado de datos, señaló claramente que son los trabajadores quienes determinan el número de veces que se puede reutilizar un encofrado. Por lo que los operarios deben tener una actitud de trabajo correcta y ser capaces de trabajar de forma eficiente, para conseguir que el encofrado tenga una alta reutilización. El proceso de desencofrado también está relacionado con la actitud laboral y eficiencia de los trabajadores.

Con base en este hallazgo, puede ser posible aumentar el número de reutilizaciones de encofrados de madera motivando a los trabajadores, en lugar de concentrarse en el diseño

u otros factores. El estudio recomendó que se utilice una recompensa económica para mejorar la actitud laboral y la eficiencia del personal. La eficiencia del montaje y desmontaje del encofrado aumenta aún más si dichas recompensas están directamente asociadas con el desempeño de los trabajadores.

2.11. CLASIFICACIÓN DE LOS ENCOFRADOS.

Los encofrados se pueden clasificar de muy distintas formas: por ejemplo, atendiendo al material con el que están elaborados, al sistema de transmisión de cargas, al sistema de ejecución, etc. Sin embargo, se suelen agrupar en función de la posición del elemento que se va a encofrar, por lo que se podría clasificar en 2 sistemas de encofrados:

- Sistemas de encofrados horizontales;
- Sistemas de encofrados verticales.

Un ejemplo del primer tipo de sistema serían los forjados utilizados en edificaciones; en cuanto al segundo sistema, podrían ser aquellos utilizados en pilares y muros.

2.11.1. Sistemas de encofrados verticales.

Los Encofrados verticales son aquellos empleados para construcción de zapatas, columnas y muros (ver la Figura No. 18). Según el modo de transmisión de los esfuerzos, se clasifican a su vez en encofrados “a una cara” y encofrados “a dos caras”. Los encofrados a una cara son aquellos en los que, o bien las dos caras encofrantes se unen por tirantes, o no existe una de las caras. En este caso las presiones del hormigón fresco se absorben por estructuras externas al encofrado. En el caso del encofrado a dos caras, las presiones del hormigón se absorben por tirantes internos que atan las dos caras encofrantes. Presentan agrupaciones de elementos:

- El sistema encofrante, que da textura y soporta la presión del hormigón fresco
- La estructura de soporte, constituida por un marco exterior y unas costillas interiores de refuerzo.



Figura No. 18 Encofrado de columnas y muros.

Fuente: <http://mercadolasuiza.blogspot.com/2013/02/encofrado-muros.html>

En el caso de encofrados verticales de grandes alturas, se pueden utilizar los encofrados trepantes o autotrepantes y los deslizantes, que son otro tipo de encofrados especiales.

2.11.2. Sistemas de encofrados horizontales.

Los encofrados horizontales normalmente son empleados en forjados de edificaciones o losas de puentes. Éstos presentan tres grupos de elementos constituyentes (ver la Figura No. 19) que son:

- i)** Una superficie encofrante, que da la textura y que permite la transmisión de las cargas a la estructura vertical inferior.
- ii)** Una estructura horizontal formada por viguetas y largueros que traslada las cargas de la superficie encofrante a la estructura vertical.
- iii)** Una estructura vertical, formada por puntales, que transmite las cargas a los forjados inferiores o al mismo terreno.

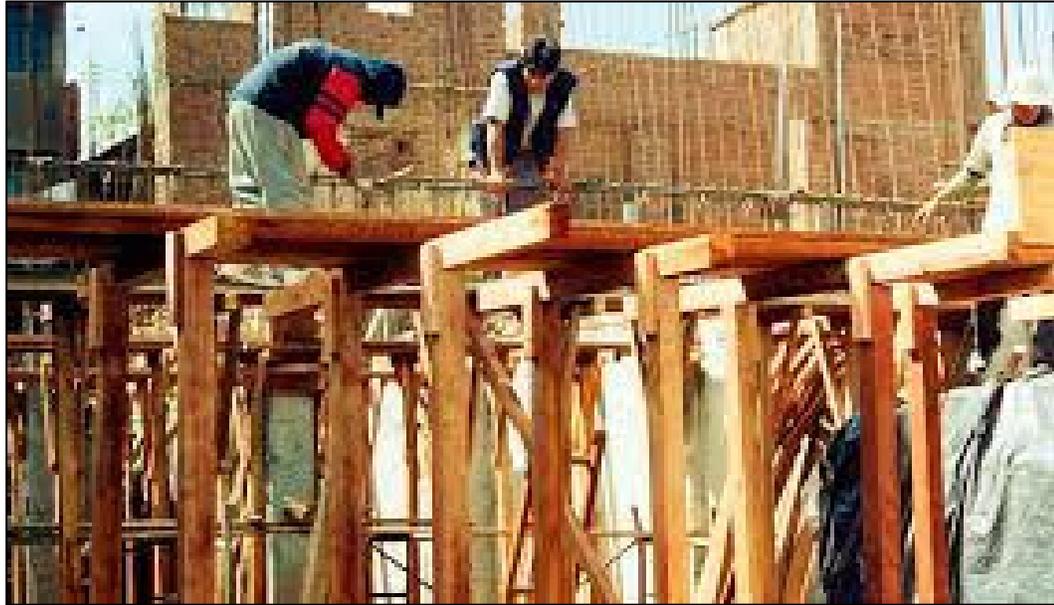


Figura No. 19 Encofrado de losa.

Fuente: <https://www.ingecivil.net/2018/01/12/encofrados-y-puntales-en-la-construccion/>

2.12. DESENCOFRADO Y DESCIMBRADO.

Comúnmente, en el ambiente de la construcción, los términos “desencofrado” y “descimbrado” suelen usarse indiferentemente para referirse al retiro de los moldajes o encofrados, pero en estricto rigor de sus significados son diferentes por sus mismas definiciones.

- **Desencofrar:** es retirar el encofrado que está en contacto con el hormigón (fondos y costeros), con sus elementos auxiliares.
- **Descimbrar:** es retirar los elementos resistentes (normalmente puntales) que sostienen el elemento hormigonado en su posición.

Con el fin de facilitar el desencofrado, se trate de madera o acero el material que esté en contacto con el hormigón, se debe aplicar productos desencofrantes o desmoldeantes. Se trata de barnices antiadherentes compuestos de siliconas, o de preparados a base de aceites solubles en agua, o grasas diluidas.

Se debe evitar el empleo de gasóleo (muy común antiguamente), de grasa corriente o de cualquier otro producto análogo, que puedan ser dañinos para el hormigón, o que dejen rastros sobre su superficie o impidan posteriormente que el hormigón pueda ser revestido.

Se procederá al desencofrado cuando el hormigón haya alcanzado la resistencia necesaria para soportarse a sí mismo, sin que se produzcan descantillados en su superficie. Además, se deben tener en cuenta las condiciones ambientales (temperatura, exposición al sol, vientos, humedad relativa), especialmente las heladas.

En la Tabla No. 1, de acuerdo al reglamento español EHE-08, tenemos los periodos mínimos que debemos respetar antes de desencofrar y descimbrar. Cuando se trata de encofrados verticales, el plazo es de horas, pero si se trata de los fondos de vigas o losas, o del descimbrado de las mismas, tendremos que respetar varios días.

Tabla No. 1 Periodos mínimos para desencofrar y descimbrar según la EHE.

Temperatura superficial del Hormigón		2°C	8°C	16°C	≥ 24°C
Encofrado vertical (pilares, muros y vigas)		30 horas	18 horas	12 horas	9 horas
Losas	Fondos de encofrado	8 días	5 días	3 días	2 días
	Puntales (descimbrado)	20 días	13 días	9 días	7 días
Vigas	Fondos de encofrado	20 días	13 días	9 días	7 días
	Puntales (descimbrado)	28 días	18 días	13 días	10 días

Fuente: “Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08”.

Los plazos de la Tabla No. 1 son de carácter orientativo, teniendo en cuenta que para las losas y vigas se supone que sólo han de soportar su peso propio. Si reciben otras cargas, los plazos se ampliarían.

Los puntales no deben ser retirados hasta que el hormigón del elemento a descimbrar no haya adquirido suficiente resistencia para soportar su peso propio y cualquier carga superpuesta, indicando que en ningún caso se debería proceder al descimbrado de elementos horizontales antes de que la resistencia del hormigón sea al menos el 70 % de la resistencia de Proyecto.

Recomienda que se controle la evolución de la resistencia del hormigón mediante el ensayo de probetas curadas en las mismas condiciones que el hormigón puesto en obra.

En la Figura No. 20 se aprecia una losa que a la vista tiene un espesor demasiado bajo para la luz que cubre. Esta deflexión excesiva puede deberse principalmente a dos factores:

- Desencofrado temprano;
- Espesor muy pequeño en losa para soportar las cargas de diseño.



Figura No. 20 Losa con deflexión excesiva.

Fuente: <https://marcelopardo.com/evita-deflexiones-loza-sin-vigas/>

A continuación, se presenta la Tabla No. 2 proporcionada por el reglamento americano, en el cual se detalla los plazos mínimos para el descimbrado, para un cemento de endurecimiento normal y a una temperatura de 50° F (10°C).

Tabla No. 2 Periodos mínimos para desencofrar y descimbrar según la ACI-347.

Elemento Estructural		Tiempo	
Muros ¹		12 horas	
Columnas ¹		12 horas	
Lados de vigas y trabes ¹		12 horas	
Casetones ²	30 [pulg] (76 cm) de ancho o menores	3 días	
	Más de 30 [pulg] (76 cm) de ancho	4 días	
		Carga viva estructural menor que la carga muerta estructural	Carga viva estructural mayor que la carga muerta estructural
Centros de arcos		14 días	7 días
Fondo de viguetas, vigas o trabes	Menos de 10 [pies] (3,0 m) de claro entre los apoyos estructurales	7 días ³	4 días
	10 a 20 [pies] (3,0 a 6,0 m) de claro libre entre los apoyos estructurales	14 días ³	7 días
	Más de 20 [pies] (6,0 m) de claro libre entre los apoyos estructurales	21 días ³	14 días
Losas para pisos en una dirección	Menos de 10 [pies] (3,0 m) de claro entre los apoyos estructurales	4 días ³	3 días
	10 a 20 [pies] (3,0 a 6,0 m) de claro libre entre los apoyos estructurales	7 días ³	4 días
	Más de 20 [pies] (6,0 m) de claro libre entre los apoyos estructurales	10 días ³	7 días
Sistemas de losas en dos direcciones ⁴	Los tiempos de descimbrado dependen del reapuntamiento si se requieren, y deberán colocarse tan pronto como sea posible, después que se haya completado el descimbrado, pero no más tarde que al final del día en que se haya quitado la cimbra. En los casos en que se requiera reapuntamiento a fin de llevar a cabo un descimbrado temprano, minimizando deformaciones o flujo plástico (y no para soporte de las cargas de construcción superpuestas señaladas en la Sección 3.8 del código ACI-347) la capacidad y espaciamiento de tales reapuntamientos deben ser diseñados por el ingeniero de cimbras o el contratista y revisado por el ingeniero o arquitecto.		
Sistemas de losas postensadas ⁴	Tan pronto como se haya aplicado completamente el postensado.		

¹En los casos en que estas cimbras también soportan a los fondos de losas o de vigas, los tiempos de descimbrado aplicables son los que se refieren a estas últimas.

²Del tipo que pueden removerse sin alterar la cimbra o apuntalamiento.

³En el caso en que los valores señalados, pero no debe hacerse en menos de tres días.

⁴Véase la sección 3.8 del código ACI-347 para determinar las condiciones especiales que afectan el número de piso que permanecen con puntales o reapuntamiento.

2.13. UNIONES.

Refiriéndonos a la construcción de encofrados, puntualmente a la unión de sus diferentes componentes, podemos mencionar que la fijación mecánica más común utilizada en la construcción de encofrados y arriostramientos de madera es mediante el uso de clavos, y su uso adecuado contribuye mucho a la economía y la calidad del trabajo. Si bien los moldajes deben ser sustanciales y sus componentes deben mantenerse unidos de forma segura, se debe evitar el uso de demasiados clavos o que sean demasiado grandes.

“En el encofrado, los clavos sólo deben usarse para ubicar y sujetar los componentes y NO deben considerarse como si tuvieran características estructurales predecibles”.

Los clavos están disponibles en una amplia variedad de longitudes, diámetros de alambre (calibre), tipos de cabeza y tipos de punta; los mangos pueden ser lisos, brillantes, con grabados, galvanizados, etc. Independientemente de estas diversas variables, los clavos de alambre, comúnmente de 1 a 6 pulgadas, se han estandarizado en longitudes de "penny" (d) que expresa el número de libras por cada mil clavos, así, por ejemplo, los clavos “4d” se refieren a aquellos clavos cuyo millar pesa 4 libras, mientras que los clavos más largos se miden por su longitud expresada en pulgadas. La longitud nominal se mide habitualmente desde debajo de la cabeza hasta la punta de la punta.

Generalmente se utilizan tres tipos de clavos, los cuales se muestran en la siguiente figura.

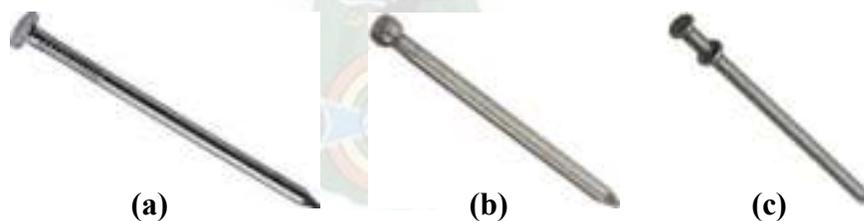


Figura No. 21 Tipos de clavos.

(a) Clavo de cabeza plana; (b) Clavo de cabeza ovalada o clavo perdido; y (c) Clavo de doble cabeza.

Fuente: “Formwork - A practical approach”, de Peter S.McAdam & Geoffrey Lee.

Los clavos de cabeza plana son el tipo más utilizado y comúnmente son de 3 y 4 pulgadas. La gran cabeza plana permite una fijación firme y segura de la superficie de encofrado.

Los clavos de doble cabeza están fabricados específicamente para la industria del encofrado. Tienen una segunda cabeza plana aproximadamente a 10 [mm] por debajo del vástago del

clavo desde el extremo. Cuando se acciona, la segunda cabeza plana proporciona la acción de apriete sobre la superficie de la madera. La cabeza superior del clavo sobresale para retirarlo fácilmente, comúnmente sólo se los utilizan para la fijación de los miembros estructurales y para fijar cuñas. En cuestión de costos, son mucho más caras que los clavos convencionales (clavos de cabeza plana).

2.13.1. Espesores mínimos y penetración de los clavos.

a) Para Simple Cizallamiento.

El espesor del elemento de madera más delgado (que contiene a la cabeza del clavo) debe ser por lo menos 6 veces el diámetro del clavo. La penetración del clavo en el elemento que contiene a la punta debe ser por lo menos 11 veces el diámetro, tal y como se muestra en la Figura No. 22.

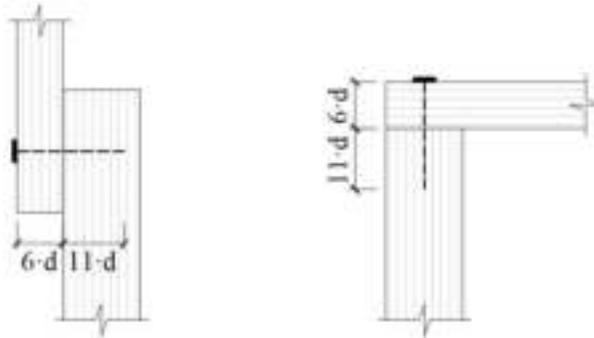


Figura No. 22 Espesores mínimos y penetración de clavos sometidos a cizallamiento simple.

Fuente: “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino”

En ningún caso deben aceptarse espesores o penetraciones menores que 50% de los “6·d” y “11·d” antes indicados.

Para “clavos lanceros” (clavo introducidos de forma inclinada) estos mínimos no son aplicables. Los clavos lanceros deben ser introducidos en puntos ubicados a una distancia igual a 1/3 de la longitud del clavo a partir del plano de unión y formando un ángulo de aproximadamente 30° con la dirección del grano, como se indica en la Figura No. 23.

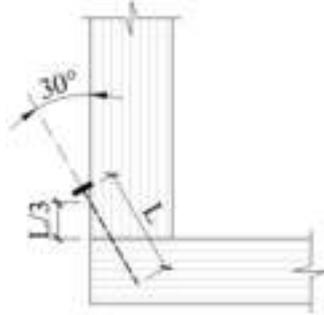


Figura No. 23 Ubicación de los clavos lanceros.

Fuente: “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino”

b) Para Doble Cizallamiento.

El espesor del elemento central debe ser por lo menos igual a 10 veces el diámetro del clavo. Tanto el espesor del elemento lateral adyacente a la cabeza del clavo, como la penetración del clavo en la madera de la punta, no deben ser menores que 5 veces el diámetro del clavo, como se indica en la Figura No. 24.

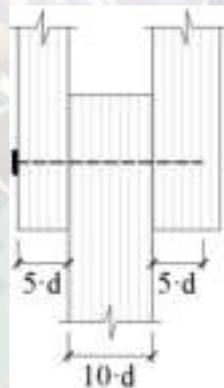


Figura No. 24 Espesores mínimos y penetración de clavos sometidos a doble cizallamiento.

Fuente: “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino”

En ningún caso deben tenerse espesores o penetraciones menores que 50% de los “5·d” y “10·d” antes indicados.

2.13.2. Espaciamientos mínimos.

Los espaciamientos mínimos especificados son necesarios para evitar rajaduras al clavar la madera. Con frecuencia estos requisitos obligan a utilizar elementos de madera de dimensiones mayores a las estrictamente necesarias por resistencia.

Los espaciamientos especificados a continuación pueden reducirse a criterio del diseñador si se garantiza que la especie a usar no estará sujeta a rajaduras a lo largo de las fibras como resultado del clavado.

a) Para Simple Cizallamiento.

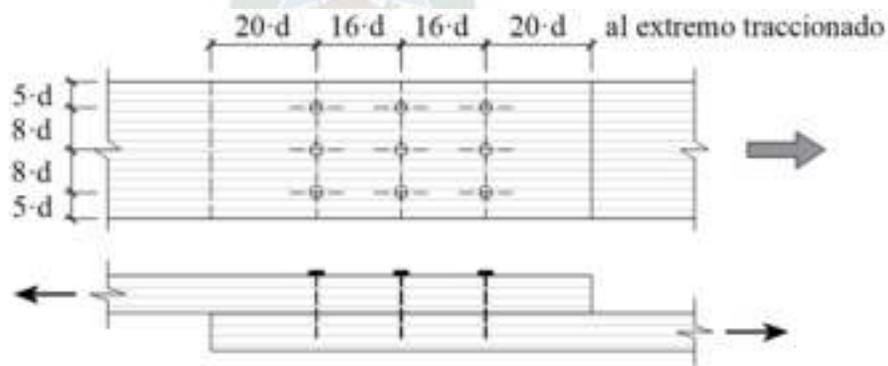
Las distancias entre clavos y a los bordes y extremos de las piezas de madera deben ser mayores o iguales que los indicados en la Tabla No. 3.

Tabla No. 3 Espaciamientos mínimos para simple cizallamiento o doble cizallamiento clavado desde un solo lado.

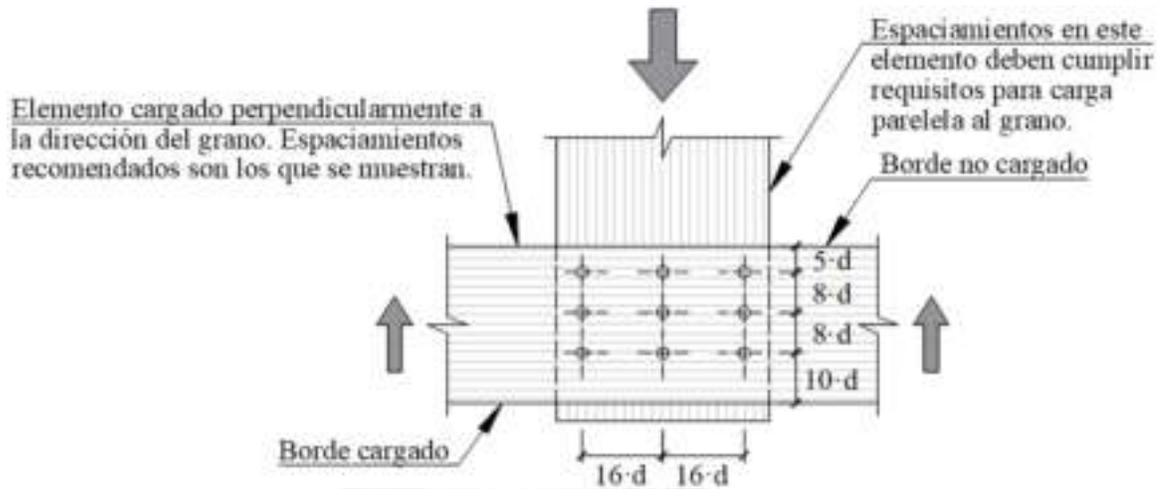
Elementos cargados paralelamente al grano	A lo largo del grano	Espaciamiento entre clavos	$16 \cdot d$
		Distancia al extremo	$20 \cdot d$
	Perpendicular a la dirección del grano	Espaciamiento entre líneas de clavos	$8 \cdot d$
		Distancia al extremo	$5 \cdot d$
Elementos cargados perpendicularmente al grano	A lo largo del grano	Espaciamiento entre clavos	$16 \cdot d$
	Perpendicular a la dirección del grano	Espaciamiento entre líneas de clavos	$8 \cdot d$
		Distancia al borde cargado	$10 \cdot d$
		Distancia al borde no cargado	$5 \cdot d$

d = diámetro del clavo

Fuente: “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino”.



(a) Elementos cargados paralelamente al grano.



(b) Elementos cargados perpendicularmente al grano.

Figura No. 25 Espaciamientos mínimos, uniones clavadas a simple cizallamiento.

Fuente: “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino”

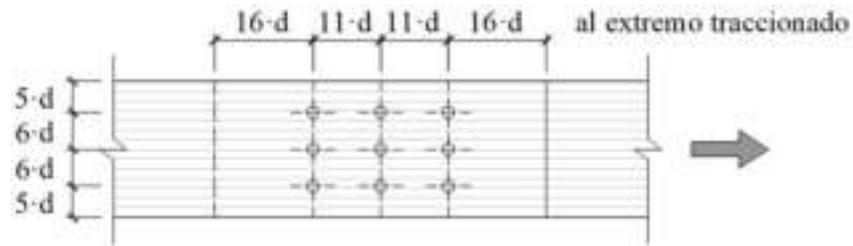
Cuando se hace un pretaladrado, se pueden usar los espaciamientos mínimos de la Tabla No. 4, que son menores a los de la Tabla No. 3.

Tabla No. 4 Espaciamientos mínimos para simple cizallamiento con pretaladrado o doble cizallamiento simétrico.

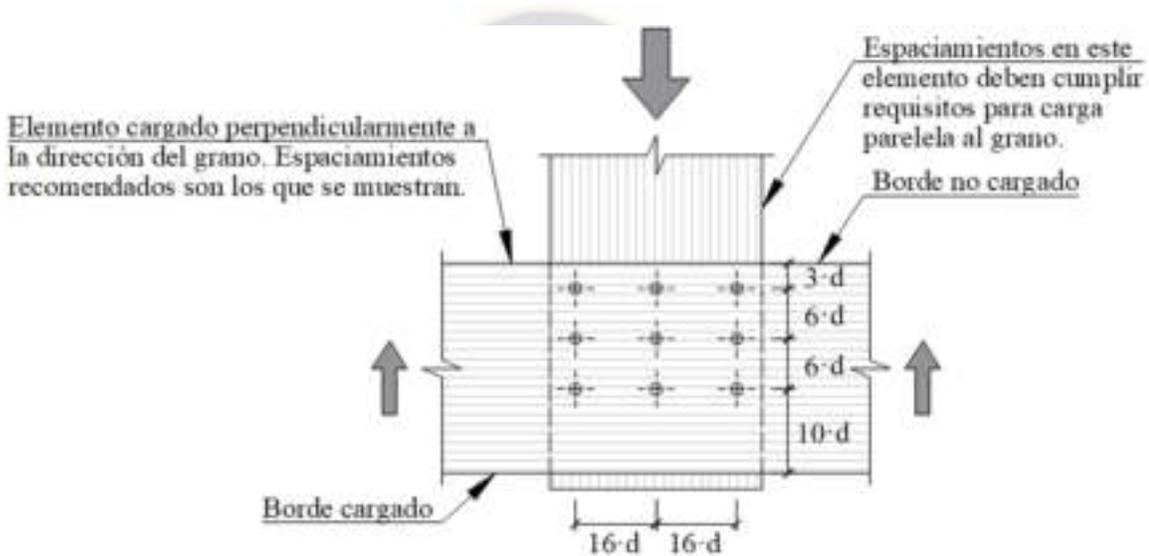
Elementos cargados paralelamente al grano	A lo largo del grano	Espaciamiento entre clavos	11·d
		Distancia al extremo	16·d
	Perpendicular a la dirección del grano	Espaciamiento entre líneas de clavos	6·d
		Distancia al extremo	5·d
Elementos cargados perpendicularmente al grano	A lo largo del grano	Espaciamiento entre clavos	11·d
	Perpendicular a la dirección del grano	Espaciamiento entre líneas de clavos	6·d
		Distancia al borde cargado	10·d
		Distancia al borde no cargado	5·d

d = diámetro del clavo

Fuente: “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino”



(a) Elementos cargados paralelamente al grano.



(b) Elementos cargados perpendicularmente al grano.

Figura No. 26 Espaciamientos mínimos, uniones clavadas a simple cizallamiento con pretaladrado o doble cizallamiento simétrico.

Fuente: “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino”

b) Para Doble Cizallamiento.

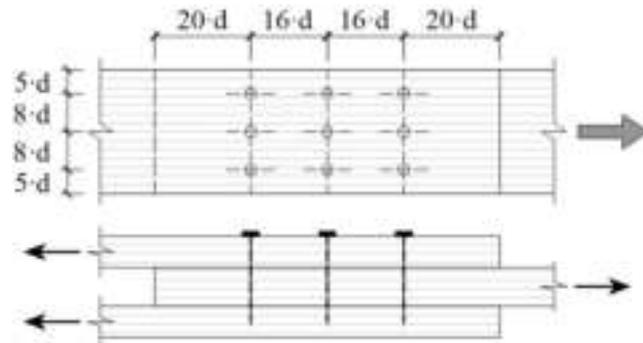
Los espaciamientos mínimos recomendados varían de acuerdo a la dirección del clavado, es decir:

- Si todos los clavos son colocados del mismo lado (ver Figura No. 27(a)).
- Si se colocan alternadamente de ambos lados (ver Figura No. 27(b)).

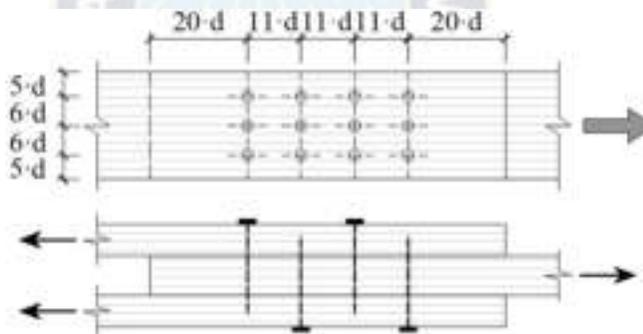
Para el primer caso los espaciamientos mínimos recomendados son los mismos que para cizallamiento simple, Tabla No. 3.

Para el segundo caso (doble cizallamiento simétrico) los espaciamientos mínimos son los de la Tabla No. 4.

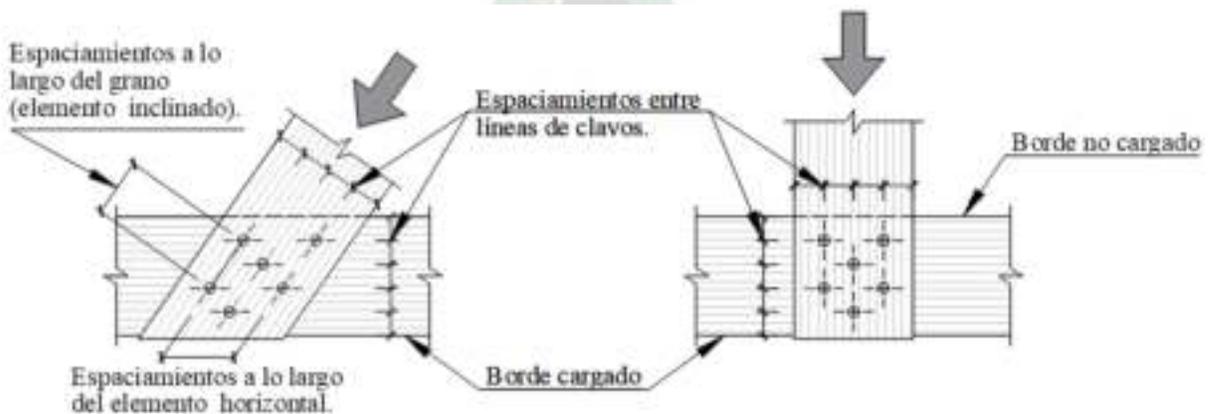
En uniones con elementos cargados, alguno paralelamente y otros perpendicularmente a la dirección del grano, pueden satisfacerse simultáneamente ambos requisitos de espaciamiento de los clavos distribuyéndolos como se indica en la Figura No. 27(c).



(a) Clavado desde un solo lado.



(b) Clavado alternado desde ambos lados.



(c) Posible ubicación de clavos en elementos cargados paralelamente y perpendicularmente al grano para satisfacer ambos requisitos simultáneamente.

Figura No. 27 Espaciamientos mínimos en uniones a doble cizallamiento.

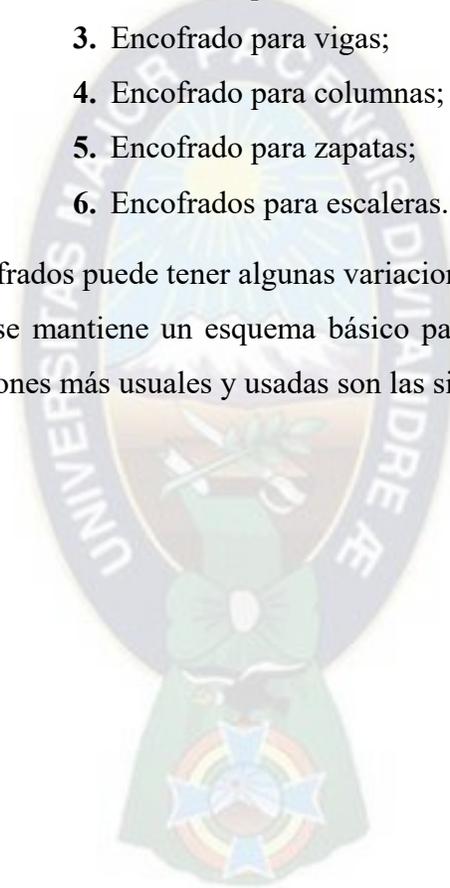
Fuente: “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino”

2.14. ESQUEMAS DE ENCOFRADO TIPO.

Dentro de la clasificación de los tipos o sistemas de encofrados mencionado, tenemos una serie de diversos encofrados de madera para los diversos elementos que conforman una edificación de hormigón armado, entre los cuales los más comúnmente usados son:

1. Encofrado para muros;
2. Encofrado para losas;
3. Encofrado para vigas;
4. Encofrado para columnas;
5. Encofrado para zapatas;
6. Encofrados para escaleras.

Cada uno de estos encofrados puede tener algunas variaciones en cuanto a su conformación o armado, pero siempre se mantiene un esquema básico para la resistencia de las diferentes cargas. Las conformaciones más usuales y usadas son las siguientes:



2.14.1. Encofrado tipo para muros (2 caras).

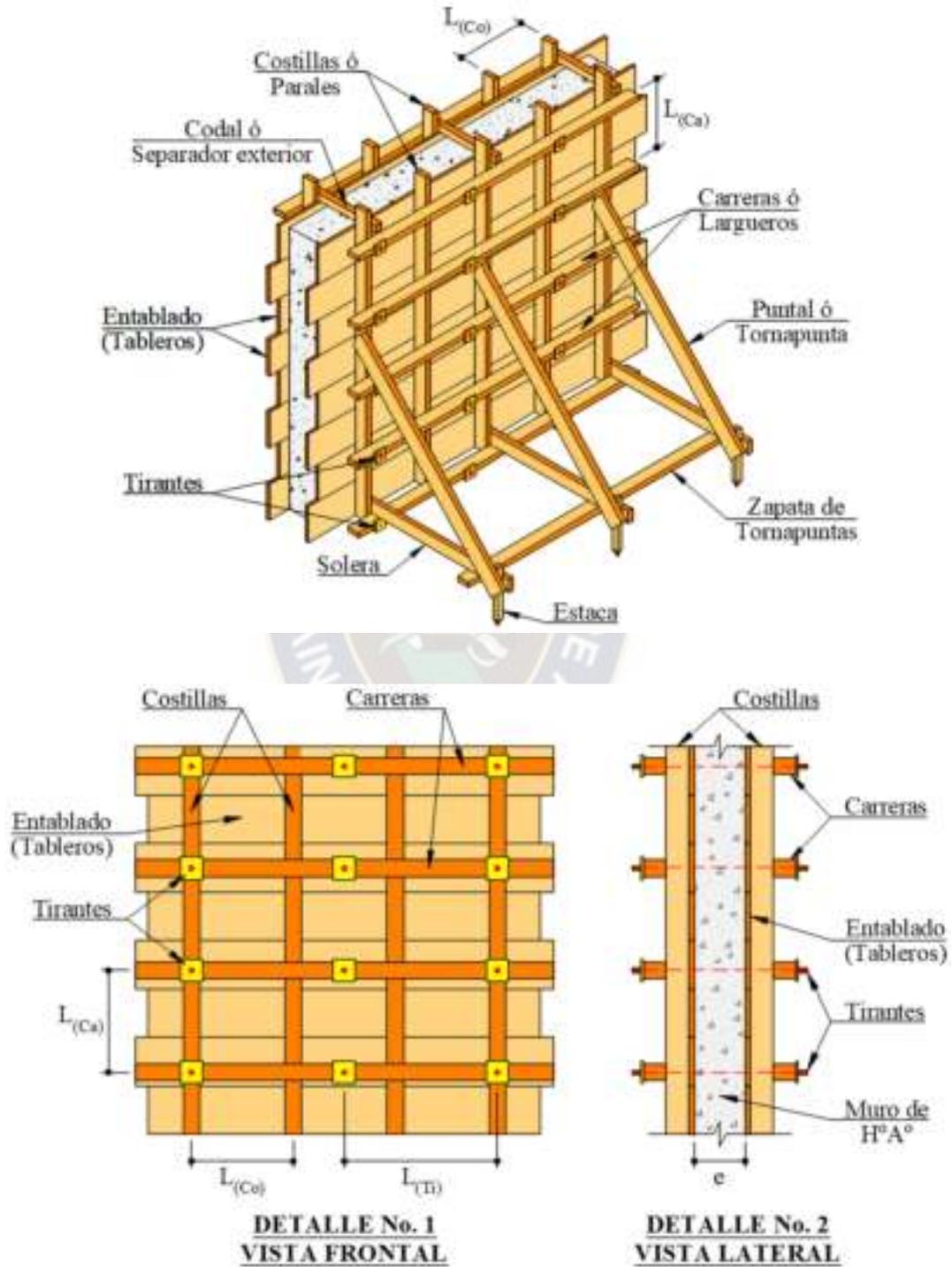


Figura No. 28 Encofrado para muro.

Fuente: Elaboración propia

2.14.2. Encofrado tipo para losas.

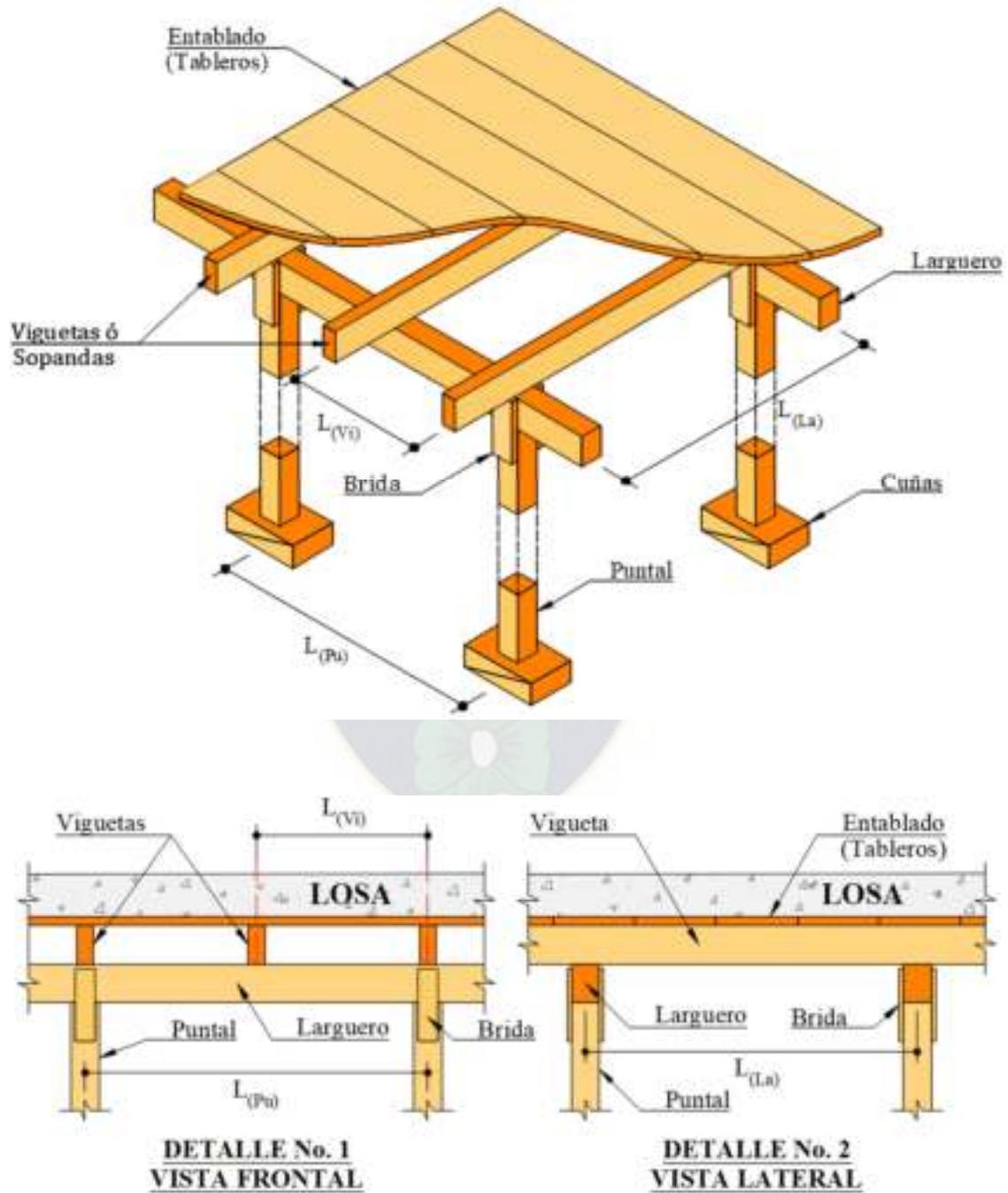


Figura No. 29 Encofrado para losa.

Fuente: Elaboración propia

2.14.3. Encofrado tipo para vigas.

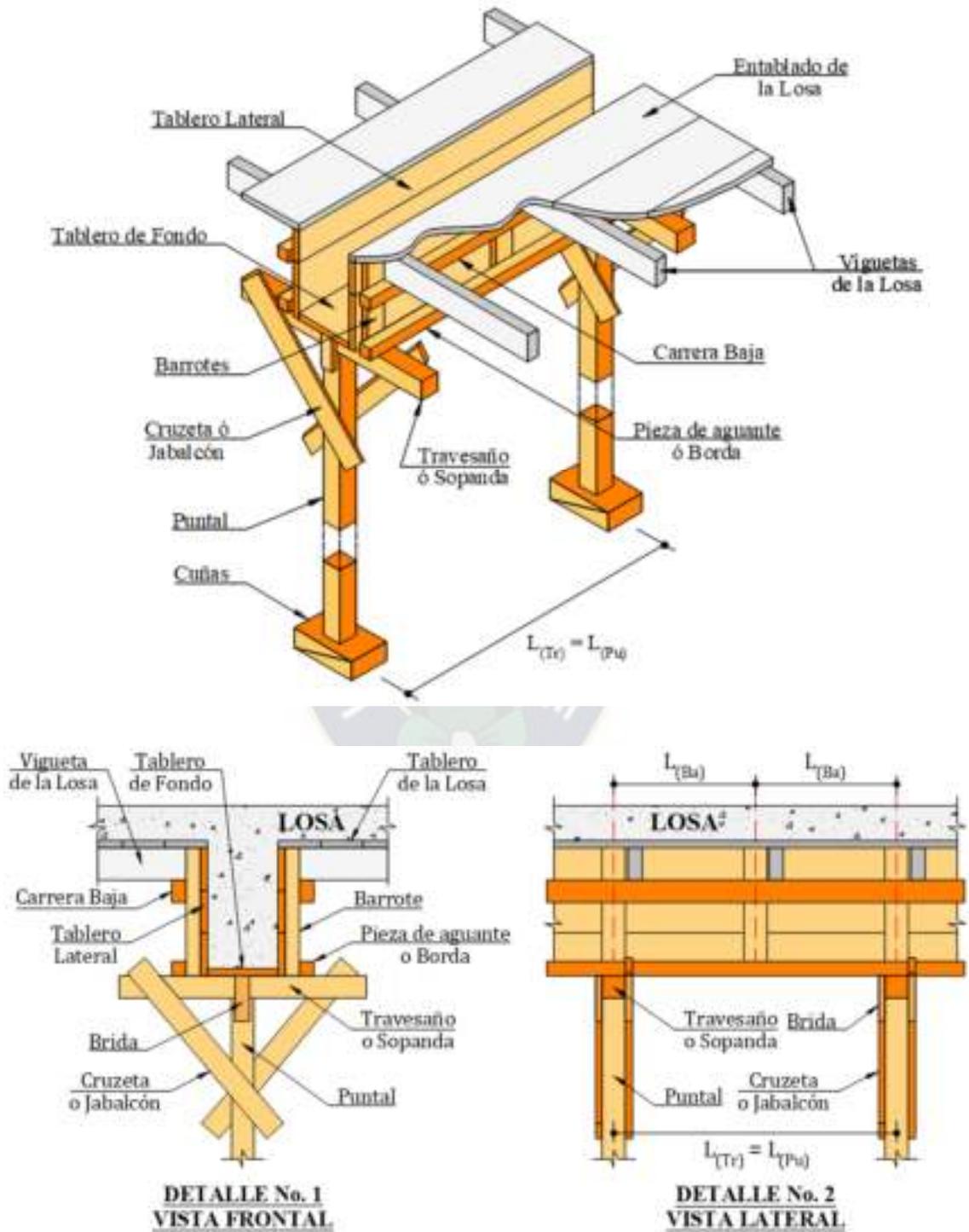


Figura No. 30 Encofrado para viga.

Fuente: Elaboración propia

2.14.4. Encofrado tipo para columnas.

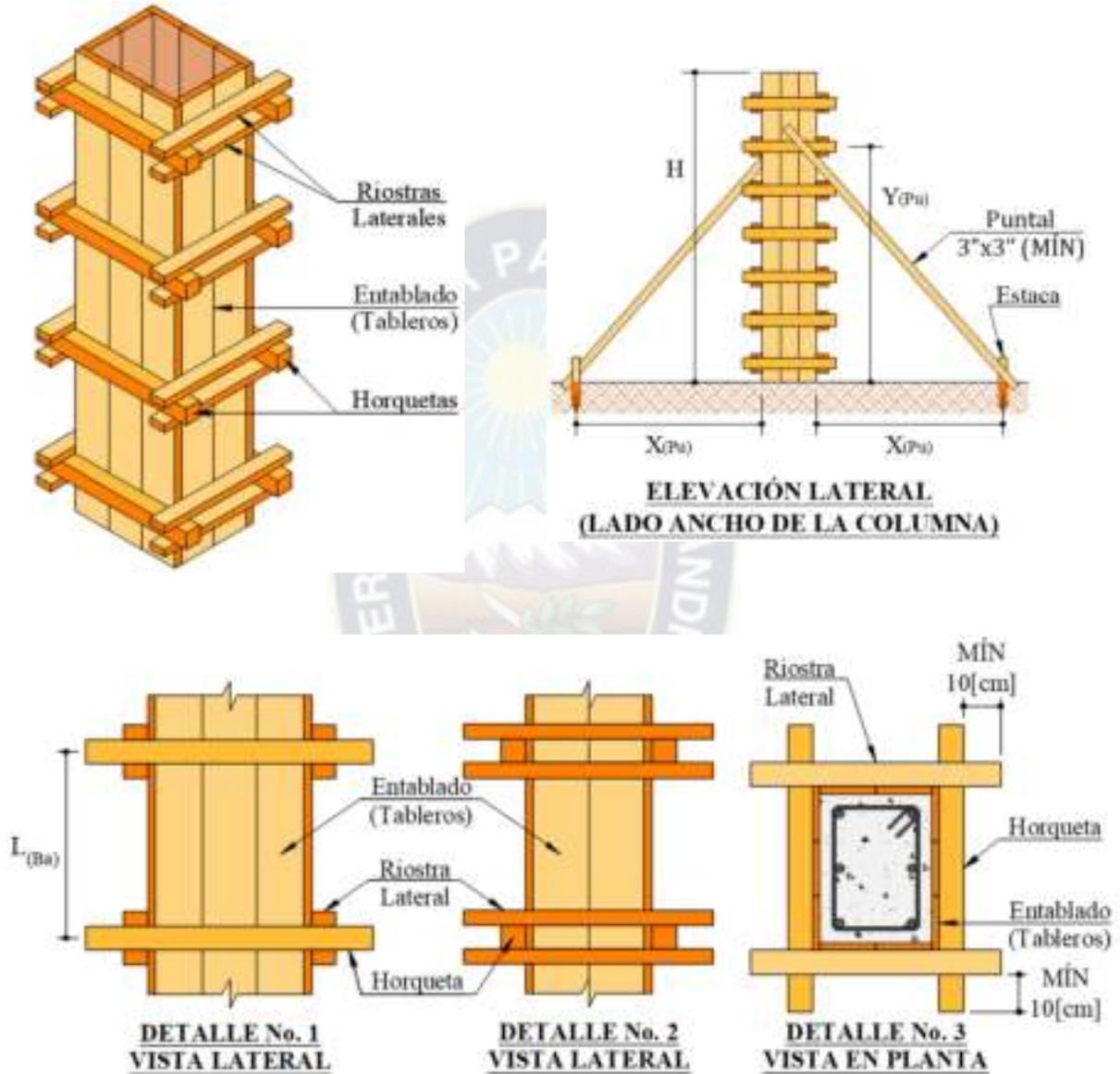


Figura No. 31 Encofrado para columna.

Fuente: Elaboración propia

2.14.5. Encofrado tipo para zapatas.

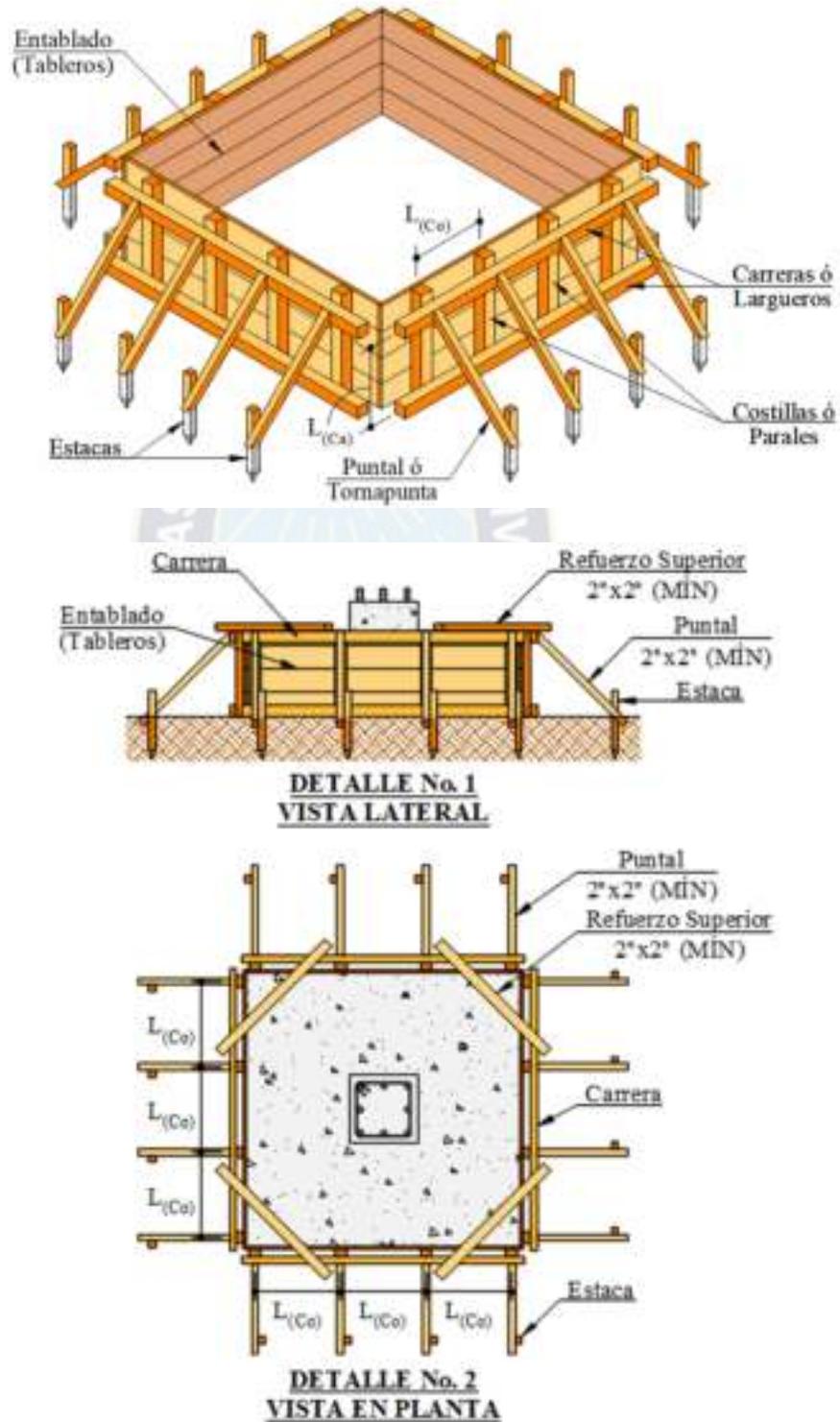


Figura No. 32 Encofrado para zapata.

Fuente: Elaboración propia

2.14.6. Encofrado tipo para escaleras.

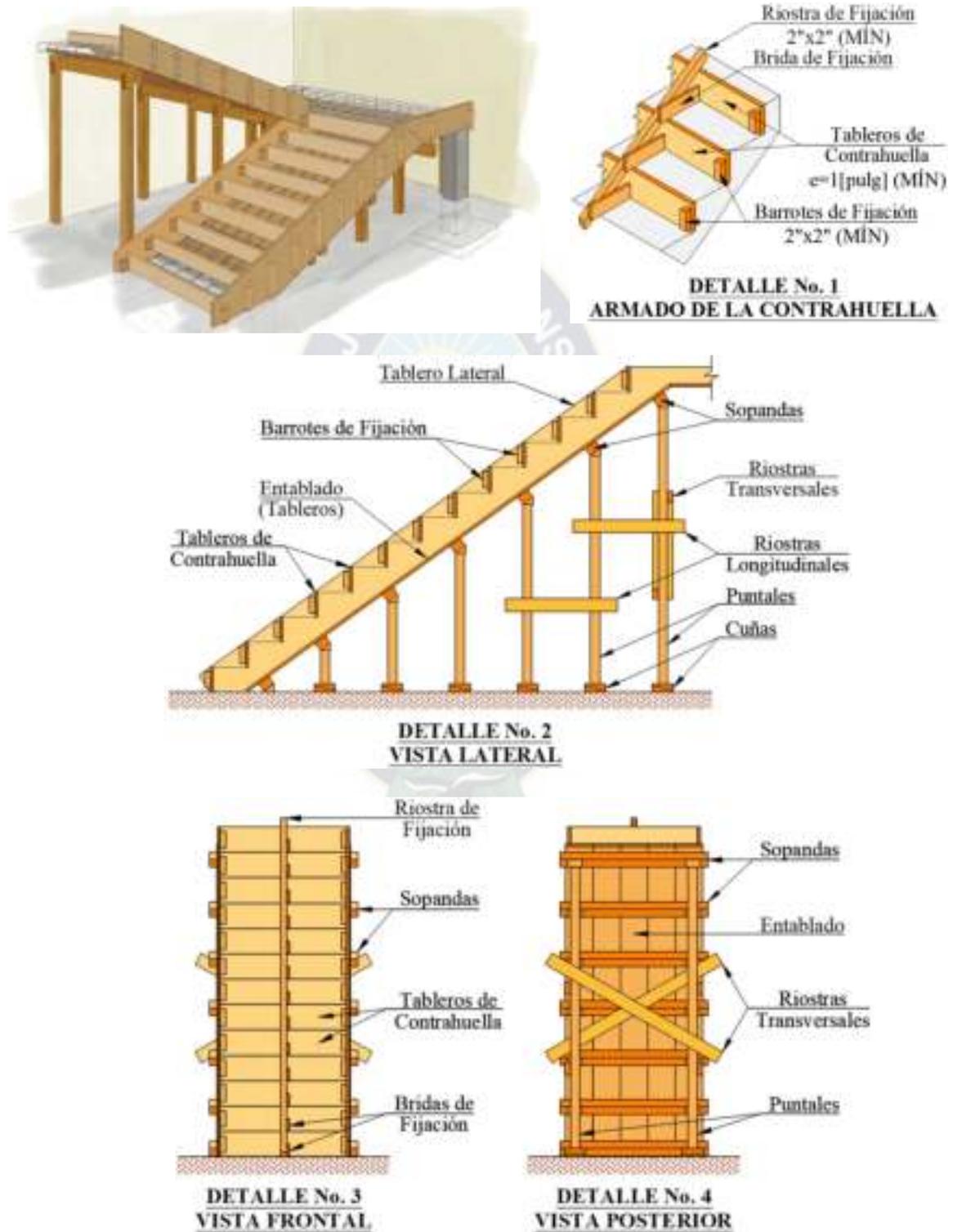


Figura No. 33 Encofrado para escalera.

Fuente: Elaboración propia

2.15. SIMPLIFICACIONES BÁSICAS EN EL DISEÑO DE ENCOFRADOS.

Aunque existe la necesidad de precisión en el diseño de encofrados, demasiado refinamiento resulta una pérdida de tiempo. Precisión absoluta en el cálculo de los momentos de flexión, por ejemplo, es injustificado cuando hay tantas suposiciones que tienen que ser hechas respecto a las cargas, presiones laterales, calidad de los materiales, mano de obra en el lugar, y otros factores. A menos que haya un control inusual sobre las condiciones de campo, la construcción real será menos precisa que los cálculos de oficina, tal vez incluso obviando los esfuerzos de los diseñadores hacia la precisión.

La naturaleza aproximada de muchas de las suposiciones de diseño, además del enfoque modular simplificado deseable para la construcción real, justifica un enfoque simplificado para el diseño del encofrado. Las siguientes simplificaciones se utilizan con algunas excepciones que se indican en el procedimiento de diseño sugerido del encofrado.

1. ***Todas las cargas son asumidas como uniformemente distribuidas.*** Las cargas sobre el entablado, viguetas, y costillas, de hecho, siempre se distribuyen, aunque no siempre de manera uniforme. Las cargas en Carreras, Carreras bajas, etc. son aplicadas en los puntos de interacción con las costillas o viguetas que llevan, pero es conveniente y, en general lo suficientemente precisa para utilizar una carga uniforme equivalente para el diseño, de manera que el espaciado y el número de cargas puntuales se pueden despreciar. Si un diseño preliminar basado en estos supuestos parece fuera de lugar, se puede volver a revisarse por métodos más exactos.

Las diferencias entre los efectos de carga puntual y la simplificación de suponer una carga uniforme son sustancialmente menores cuando las vigas son continuas, es decir vigas de varios tramos.

2. Las vigas continuas de tres o más vanos se consideran como continuas y se utilizan fórmulas aproximadas (ver Anexo 6).
3. Para vigas continuas sobre dos claros, las fórmulas de diseño para tramos simples pueden ser utilizados con seguridad cuando, sobre el claro gobierna el momento flector o el efecto de la deflexión es excesiva (esto es conservador para la deflexión). Aunque esta condición prevalece para muchas de las cargas y tensiones de trabajo combinados comúnmente para

los miembros de encofrado, los claros cortos cargados en exceso con frecuencia están regidas por el corte, y vigas de uno y dos claros deben ser revisados individualmente.

4. La resistencia de conexiones clavadas se descuida en la determinación del tamaño de los principales miembros del encofrado. Esta simplificación no se aplica cuando se considera empalmes, riostrases, ménsulas, etc.

2.16. FÓRMULAS PARA EL ANÁLISIS DE VIGAS.

Para la pronta referencia, las expresiones de las propiedades de las secciones transversales más comunes y momento flector, fuerza cortante y deflexión máxima para diversas condiciones de carga y soporte se proporcionan a continuación en las tablas presentadas en los Anexo 4 y Anexo 6 respectivamente.

2.17. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO A FLEXIÓN.

Una vez que se conoce la sollicitación o resistencia requerida a flexión (esfuerzo de diseño), lo comparamos con la capacidad resistente a flexión. Por ejemplo, para el caso particular de una viga simplemente apoyada, cargada uniformemente, como se ilustra en la Figura No. 34(a), analizando una sección transversal S-S sobre el tramo (no sobre los apoyos), se observa que el esfuerzo varía linealmente desde la fibra más comprimida en la parte superior hasta la fibra más traccionada en la parte inferior (cero en el medio). También se puede observar, en la Figura No. 34(b), los cambios de tensión por flexión a lo largo de toda la longitud de la viga, y este mismo efecto sucede sobre una viga con diferentes condiciones de apoyo. Volviendo al caso de una viga simplemente apoyada, el esfuerzo de flexión es cero en los extremos y máximo en el medio. Sobre una viga de varios vanos, como se aprecia en la Figura No. 35, se tiene un esfuerzo de flexión positivo en los vanos medios, pero un esfuerzo de flexión negativo sobre los soportes interiores. Asumiendo a las fibras inferiores como fibras de referencia, positivo significa que las fibras de referencia están traccionadas (esfuerzo de tracción en la parte inferior); negativo indica que las fibras de referencia están comprimidas (esfuerzo de tracción está en la parte superior).

Independientemente de la distribución de momentos a lo largo de la longitud de la viga, podemos encontrar la tensión o esfuerzo a flexión mediante la siguiente expresión, que, aunque normalmente nos interesa encontrarlo para el momento máximo, podemos reemplazar

el momento para cualquier punto a lo largo de la viga y encontrar su correspondiente tensión por flexión.

$$f = \frac{M}{S} \quad ; \quad S = \frac{I}{c}$$

$$f = \frac{M \cdot c}{I}$$

dónde:

f = Esfuerzo a Flexión;

M = Momento flector en la ubicación de interés;

S = Módulo de sección o Módulo resistente;

c = Distancia del eje neutro a la fibra más comprimida o más traccionada;

I = Momento de inercia centroidal de la sección.

Siempre que el esfuerzo de flexión sea menor que el esfuerzo de diseño ajustado, estamos bien. Si es más alto, seleccionamos una viga más grande y volvemos a evaluar los esfuerzos de flexión antes de pasar a las comprobaciones de corte y deflexión.

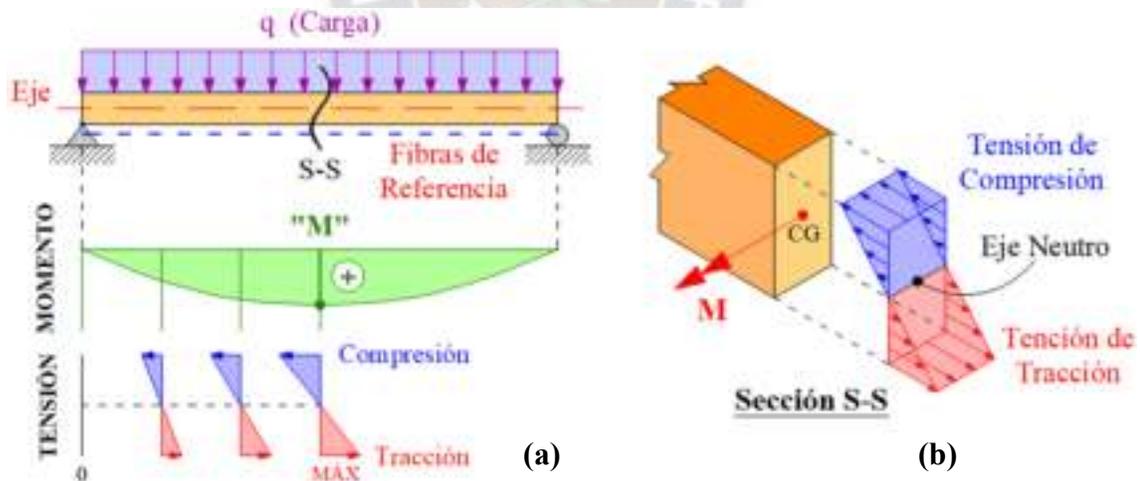


Figura No. 34 Solicitación y resistencia a flexión.

- (a) Diagrama de tensiones por flexión en una viga simplemente apoyada. (b) Diagrama de tensiones por flexión en la sección transversal.

Fuente: Elaboración propia.

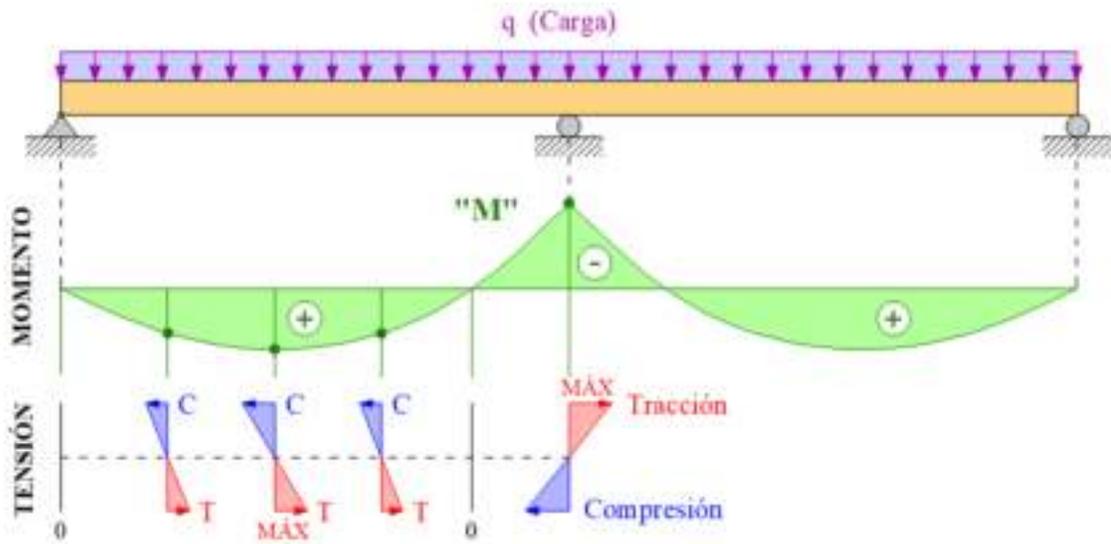


Figura No. 35 Variación del esfuerzo flector en una viga continua de dos vanos y cargada uniformemente.

Fuente: Elaboración propia.

2.17.1. Esfuerzos máximos admisibles en Flexión.

El “Manual para diseño de maderas del Grupo Andino” establece que los esfuerzos de flexión en elementos de madera no deben exceder los valores máximos de esfuerzos admisibles (f_m), que se muestran en la Tabla No. 5 (ver también Anexo 7), para cada grupo de madera estructural.

Tabla No. 5 Esfuerzos máximos admisibles en Flexión.

	GRUPO "A"	GRUPO "B"	GRUPO "C"
	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]
f_m	210	150	100

Fuente: “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino”.

Además, el manual también especifica que estos valores se pueden incrementar en un 10% al diseñar entablados o viguetas si hay una acción de conjunto garantizada.

2.18. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO A CORTE.

Una vez que tenemos la sollicitación o esfuerzo de diseño, lo comparamos con el esfuerzo cortante resistente. Por ejemplo, para una viga simplemente apoyada, cargada uniformemente, como se aprecia en la Figura No. 36(a), vemos cómo cambia el esfuerzo cortante a lo largo de

la longitud de la viga, el cortante es cero en el centro y es máximo en los extremos (apoyos). Dentro del elemento, como se ilustra en la Figura No. 36(b), el esfuerzo varía desde cero en la superficie superior e inferior hasta un máximo en el medio. Ahora, sobre una viga de varios vanos, cargado uniformemente, el esfuerzo cortante máximo se hace presente en los apoyos, tal y como se aprecia en la Figura No. 37.

Independientemente de la variación de la fuerza cortante a lo largo de la longitud de la viga, encontramos el esfuerzo cortante para cualquier tipo de sección mediante la siguiente expresión, también conocida como “Ecuación de Jourawski”.

Para cualquier tipo de sección: $f = \frac{V \cdot Q}{I \cdot b}$

Para una sección rectangular: $f = \frac{3}{2} \cdot \left(\frac{V}{b \cdot d} \right)$

dónde:

f = Esfuerzo a Corte;

V = Fuerza cortante en la ubicación de interés;

Q = Primer momento respecto al eje neutro;

I = Momento de inercia centroidal;

b = Ancho de la sección;

d = Altura de la sección:

Debido a que las vigas de madera por lo general tienen una sección transversal constante (prismática) a lo largo de toda su longitud, por lo general nos interesa la fuerza cortante máxima (y, por lo tanto, la tensión). Sin embargo, usando las ecuaciones anteriores, podemos insertar la fuerza cortante, “V”, en cualquier punto a lo largo de la viga y encontrar su correspondiente tensión. Al igual que las vigas de hormigón, para cargas uniformemente distribuidas, podemos diseñar para el cortante a una distancia “d” del soporte o apoyo, lo que nos da un pequeño margen de seguridad, pero siendo prácticos, más aún si se trata del diseño de encofrados, se usa la solicitación cortante sobre el apoyo mismo.

Si la solicitación o esfuerzo cortante, es menor que el esfuerzo de diseño ajustado, estamos bien. Si es más alto, seleccionamos una viga de mayor sección, preferentemente de mayor altura y procedemos a recalcular.

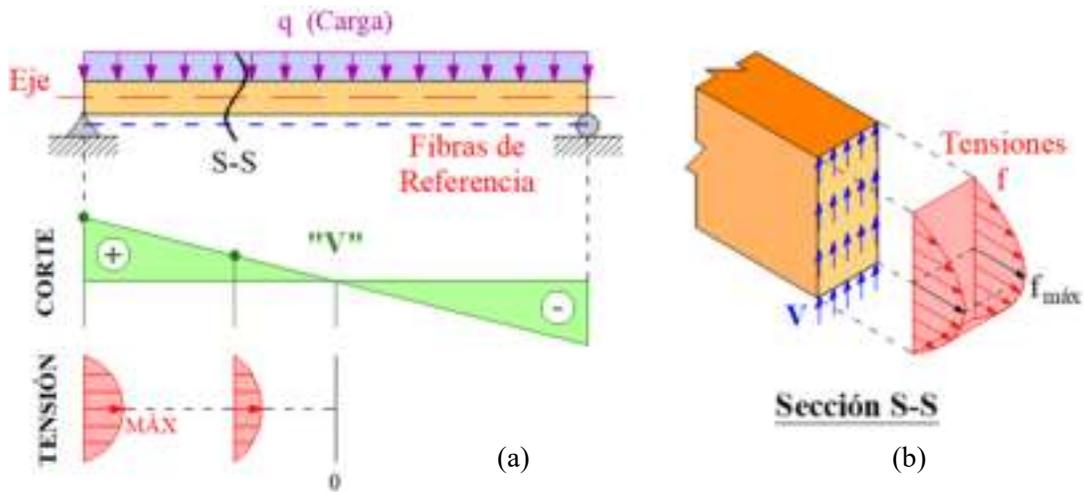


Figura No. 36 Solicitación y resistencia a corte.

(a) Variación del esfuerzo cortante en una viga simplemente apoyada, cargada uniformemente. (b) Diagrama de tensiones por cortante en la sección transversal.

Fuente: Elaboración propia.

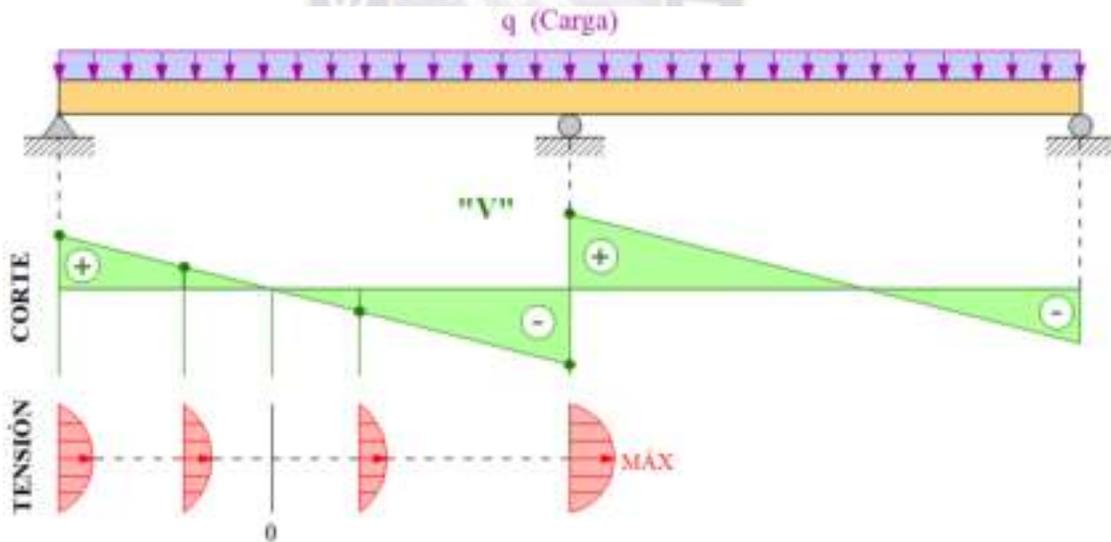


Figura No. 37 Variación del esfuerzo cortante en una viga continua de dos vanos y cargada uniformemente.

Fuente: Elaboración propia.

2.18.1. Esfuerzos máximos admisibles en Corte.

El “Manual para diseño de maderas del Grupo Andino” establece que los esfuerzos de corte en elementos de madera no deben exceder los valores máximos de esfuerzos admisibles (f_v), que se muestran en la Tabla No. 6 (ver también Anexo 7), para cada grupo de madera estructural.

Tabla No. 6 Esfuerzos máximos admisibles en Corte.

	GRUPO "A"	GRUPO "B"	GRUPO "C"
	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]
f_v	15	12	8

Fuente: “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino”.

Además, el manual también especifica que estos valores se pueden incrementar en un 10% al diseñar entablados o viguetas si hay una acción de conjunto garantizada.

2.19. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO A COMPRESIÓN.

Las solicitaciones de compresión normalmente se hacen presentes en las columnas, en el caso particular de encofrados se hacen presentes en los puntales, que son elementos donde las cargas principales actúan paralelas al eje del elemento, y por lo tanto trabaja principalmente a compresión, además que geoméricamente su longitud es por mucho más grande que sus dimensiones laterales. Por lo que en la realidad las columnas estructurales normalmente trabajan a compresión y flexión combinadas (flexo-compresión).

Por lo mencionado, el esfuerzo de compresión es de mucha importancia en este tipo de elementos estructurales, debido al efecto del “pandeo”, que es una falla por inestabilidad.

2.19.1. Longitud efectiva (L_{ef}).

La “Longitud efectiva” de una columna comprimida es la distancia entre dos puntos a lo largo de su longitud en los que se supone que el elemento se pandea en forma de onda sinusoidal. Ésta longitud dependerá del grado de empotramiento que sus apoyos extremos proporcionen. Se recomienda que la longitud efectiva de las columnas se determine de acuerdo con las buenas prácticas de ingeniería.

Para el diseño de las columnas sometidas a compresión o flexo-compresión, el “Manual para diseño de maderas del Grupo Andino” propone utilizar un “Coeficiente o Factor de longitud de pandeo” (k), dado en la Tabla No. 7, y usado como sigue a continuación:

$$L_{ef} = k \cdot L$$

dónde:

L_{ef} = Longitud efectiva de la pieza comprimida;

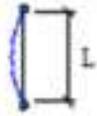
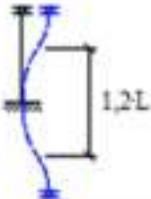
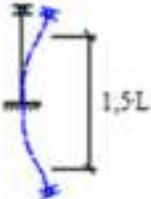
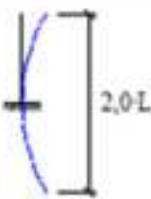
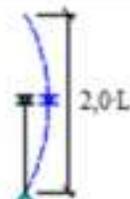
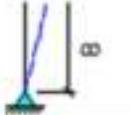
k = Coeficiente de longitud de pandeo;

L = Longitud no arriostrada de la pieza comprimida.

El “*MANUAL for Engineered Wood Construction*”, que proporciona los requisitos y lineamientos para el diseño de diferentes elementos de madera (americana) mediante los métodos **ASD** y **LRFD**, también proporciona valores para el coeficiente de longitud de pandeo, aquí denominado “ k_e ”, mostrados en la Tabla No. 8, que denota el hecho de la no existencia de un “empotramiento perfecto” en una estructura, por lo que no está demás tenerlos en cuenta al momento de diseño.

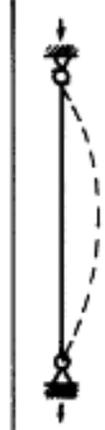
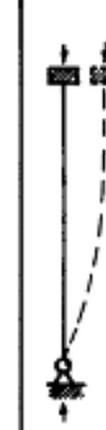


Tabla No. 7 Coeficiente de longitud de pandeo “k” según PADT-REFORT.

Condición de apoyo	k	L_{ef}	Esquema
1. Articulado en ambos extremos.	1,0	L	
2. Empotrado en un extremo (prevención del desplazamiento y rotación) y el otro impedido de rotar pero libre de desplazarse.	1,2	1,2·L	
3. Empotrado de un extremo y el otro parcialmente impedido de rotar pero libre de desplazarse.	1,5	1,5·L	
4. Empotrado de un extremo pero libre en el otro.	2,0	2,0·L	
5. Articulado de un extremo y el otro impedido de rotar, pero libre de desplazarse.	2,0	2,0·L	
6. Articulado de un extremo y libre en el otro.	---	---	

Fuente: “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino”

Tabla No. 8 Coeficiente de longitud de pandeo “k” según normativas americanas.

Buckling modes						
Theoretical K_e value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design K_e when ideal conditions approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.4
End condition code		Rotation fixed, translation fixed				
		Rotation free, translation fixed				
		Rotation fixed, translation free				
		Rotation free, translation free				

Fuente: “2018 NDS for Wood Construction”.

Valga la oportunidad para señalar que el “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino” recomienda que en **ningún caso se tome una longitud efectiva menor que la longitud real no arriostrada**, o sea por más de que el factor “k” sea menor que 1,0 de acuerdo con las condiciones extremas, para estructuras de madera se recomienda tomar mínimamente $k = 1,0$ esto debido al grado de incertidumbre de restricción al giro que las uniones puedan proporcionar, además, se debe tener mucho cuidado al momento de definir el factor “k”, ya que un error en su determinación (por pequeño que fuese) traería consigo un error grande en el cálculo de la esbeltez y de la capacidad de carga de la columna; y por consiguiente una posible falla de la columna y colapso parcial o total de la estructura. Es por eso que si se tiene dudas en las condiciones de restricción en los extremos de las columnas se debe tomar valores de “k” que sean conservadores.

2.19.2. Arriostramiento de puntales.

El arriostramiento de los puntales se lo realiza con el fin de evitar el fenómeno del pandeo. Los sistemas más comunes y ya generalizados para los elementos que apuntalan el encofrado de vigas y losas tienen las siguientes formas:

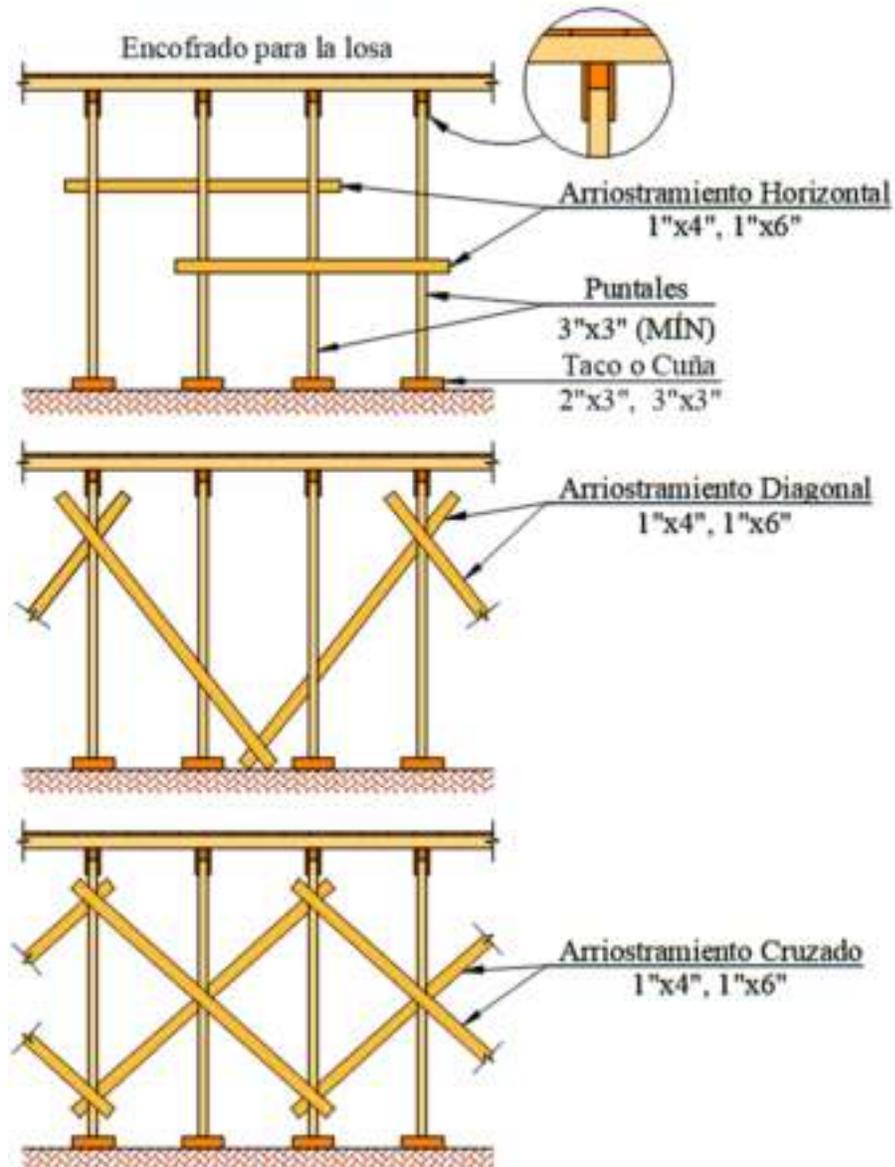


Figura No. 38 Sistemas de arriostramiento de puntales.

Fuente: Elaboración propia.

2.19.3. Esbeltez.

Se dice que una columna es “esbelta” si las dimensiones de su sección transversal son pequeñas en comparación con su longitud efectiva que provoca la reducción de resistencia del mismo este sujeto a compresión axial o a flexo-compresión.

Sobre una columna se pueden definir dos tipos de esbelteces: la Esbeltez Geométrica (λ_g) y la Esbeltez Mecánica (λ_m).

2.19.3.1. Esbeltez Geométrica (λ_g).

Ésta esbeltez se define como:

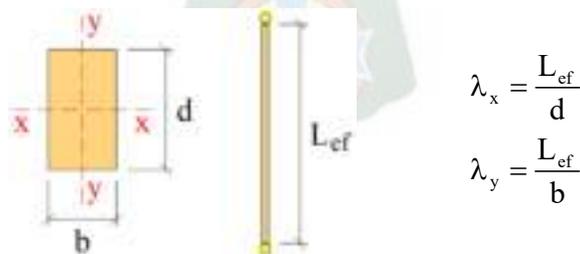
$$\lambda_g = \frac{L_{ef}}{D_{\min}}$$

dónde:

L_{ef} = Longitud efectiva de la pieza;

D_{\min} = Lado menor del elemento si fuera de sección rectangular y el diámetro si fuese de sección circular.

Para el caso de una columna rectangular, donde se tenga dimensiones diferentes y/o presente longitudes efectivas (L_{ef}) diferentes en sus dos direcciones (de su sección transversal), se debe calcular la esbeltez para ambas direcciones, tal y como se muestra en la Figura No. 39, para seguidamente en el diseño utilizar la mayor esbeltez (λ).



$$\lambda_x = \frac{L_{ef}}{d}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ef}}{b}$$

Figura No. 39 Esbelteces geométricas de una columna de sección rectangular “b·d”.

Fuente: Elaboración propia.

2.19.3.2. Esbeltez Mecánica (λ_m).

Ésta esbeltez se define como:

$$\lambda_m = \frac{L_{ef}}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

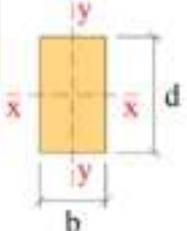
dónde:

i = Radio de giro mínimo o referente al plano de pandeo de la pieza;

I = Momento de inercia de la sección del elemento comprimido;

A = Área de la sección del elemento comprimido.

Sea la columna rectangular de sección “b·d” mostrada en la Figura No. 40, donde por simple inspección se define que el “plano de pandeo” es perpendicular al eje y-y, siendo el radio de giro y la esbeltez mecánica:



$$i_y = \sqrt{\frac{I_{y-y}}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{d \cdot b^3}{12}}{b \cdot d}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda_m = \frac{L_{ef}}{b} \cdot \sqrt{12}$$

Figura No. 40 Esbeltez mecánica de una columna de sección rectangular “b·d”.

Fuente: Elaboración propia.

Aquí se evidencia que el “Radio de giro mínimo” (i_y) es directamente proporcional al “lado menor” (b) de la sección, y por la similitud entre ambas esbelteces, es que, se adopta como medida de esbeltez únicamente a la “Esbeltez geométrica” (λ_g), refiriéndonos a esta más adelante simplemente como “Esbeltez” (λ).

2.19.4. Clasificación de las columnas.

De acuerdo al “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino”, las columnas se clasifican en función al valor de su esbeltez de la siguiente manera:

- Columnas Cortas: $\lambda < 10$
- Columnas Intermedias: $10 < \lambda \leq C_k$; $C_k = 0,7025 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{c/l}}}$
- Columnas Largas: $C_k < \lambda < 50$

Donde “ C_k ” es la relación de esbeltez para la cual la columna, considerada como columna larga, tiene una carga admisible igual a dos tercios de la carga de aplastamiento: “ $\frac{2}{3} \cdot A \cdot f_{c//}$ ”, donde “ A ” es el área de la sección transversal y “ $f_{c//}$ ” es el esfuerzo máximo admisible en compresión paralela a las fibras.

Los valores de “ C_k ” para cada uno de los tres grupos estructurales se presentan en la tabla del Anexo 10.

Es importante resaltar el hecho de que no deben utilizarse como columnas elementos cuya esbeltez sea mayor que 50.

2.19.5. Esfuerzos máximos admisibles en Compresión.

El “*Manual para diseño de maderas del Grupo Andino*” establece que los esfuerzos de compresión en elementos de madera no deben exceder los valores de esfuerzos admisibles tanto perpendiculares al grano ($f_{c\perp}$) como paralelos al grano ($f_{c//}$), tal y como se muestra en la Tabla No. 9 (ver también Anexo 7), para cada grupo de madera estructural.

Tabla No. 9 Esfuerzos máximos admisibles en Compresión.

	GRUPO "A"	GRUPO "B"	GRUPO "C"
	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]
$f_{c\perp}$	40	28	15
$f_{c//}$	145	110	80

Fuente: “*Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino*”.

Además, el manual también especifica que estos valores se pueden incrementar en un 10% al diseñar entramados si hay una acción de conjunto garantizada.

2.19.6. Esfuerzos admisibles según la tipología de la columna.

Según el “*Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino*” la capacidad de carga varía de acuerdo a la clasificación realizada en función de su esbeltez, además, los elementos sometidos a compresión axial pueden ser diseñados sin considerar una excentricidad mínima, si se utilizan las expresiones presentadas a continuación.

- **Columnas Cortas** ($\lambda_g < 10$): Este tipo de columnas fallan por compresión y aplastamiento. La carga admisible a compresión es:

$$N_{adm} = f_{c//} \cdot A$$

dónde:

N_{adm} = Carga axial máxima admisible;

$f_{c//}$ = Esfuerzo máximo admisible de compresión paralela a las fibras;

A = Área de la sección transversal.

- **Columnas Intermedias** ($10 < \lambda_g < C_k$): Este tipo de columnas fallan por una combinación de aplastamiento e inestabilidad lateral (pandeo). La carga admisible a compresión es:

$$N_{adm} = f_{c//} \cdot A \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{\lambda_g}{C_k} \right)^4 \right]$$

dónde:

λ_g = Relación de esbeltez (considerar sólo la mayor);

$C_k = 0,7025 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{c//}}}$ (para secciones rectangulares);

E = Módulo de elasticidad (E_{min} para columnas).

- **Columnas Largas** ($C_k < \lambda_g < 50$). Este tipo de columnas fallan exclusivamente por pandeo. Según Euler, la ecuación de la carga crítica de pandeo para una sección rectangular es:

$$N_{crit} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A}{\lambda_m^2} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A}{\left(\sqrt{12} \cdot \frac{L_{ef}}{b} \right)^2} \rightarrow N_{crit} = 0,822 \cdot \frac{E \cdot A}{\lambda_g^2}$$

Si aplicamos un factor de seguridad (F.S.) de 2,5, la carga admisible a compresión es:

$$N_{adm} = \frac{1}{F.S.} \cdot N_{crit} = \frac{1}{2,5} \cdot \left(0,822 \cdot \frac{E \cdot A}{\lambda_g^2} \right) \rightarrow N_{adm} = 0,329 \cdot \left(\frac{E \cdot A}{\lambda_g^2} \right)$$

2.19.7. Columnas de sección circular y postes.

En cuanto a la capacidad de carga, se puede mencionar que una columna de sección circular soportará las mismas cargas axiales que una columna cuadrada, siempre y cuando se tenga la misma área en la sección transversal.

Si se deseara diseñar una columna de madera de sección circular, el procedimiento sería diseñar primero una columna de sección cuadrada y luego determinar el diámetro de una columna de sección circular que tenga la misma área que la columna cuadrada.

$$\begin{cases} A_{\square} = b^2 & \text{(Columna de sección cuadrada)} \\ A_{\circ} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} & \text{(Columna de sección circular)} \end{cases}$$

Igualando ambas expresiones se tiene:

$$A_{\square} = A_{\circ} \quad \rightarrow \quad b^2 = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad \rightarrow \quad \underline{D = 1,128 \cdot b}$$

Por lo tanto, una vez diseñado la columna cuadrada (definición de la sección), a la dimensión de lado de esta columna se le debe multiplicar por el factor 1,128 para obtener el diámetro de la columna circular equivalente.

2.20. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO A DEFLEXIÓN.

Cuando una viga está sujeta a una carga, hay un cambio en su forma. Este cambio es llamado deflexión, deformación o flecha. Sin considerar la magnitud de la carga, un poco de deformación o deflexión ocurrirá siempre, por lo cual el diseñador debe asegurarse que no se sobrepase los límites establecidos y así poder dar el acabado deseado. Cualquier elemento estructural del encofrado podría tener fuerza suficiente para resistir las tensiones de flexión y corte, pero podría no tener la rigidez suficiente para resistir las deflexiones que son causadas por las cargas aplicadas.

Para el caso de los encofrados se trabaja solo con la deflexión instantánea (Δ_i) por el hecho de tratarse de una estructura temporal.

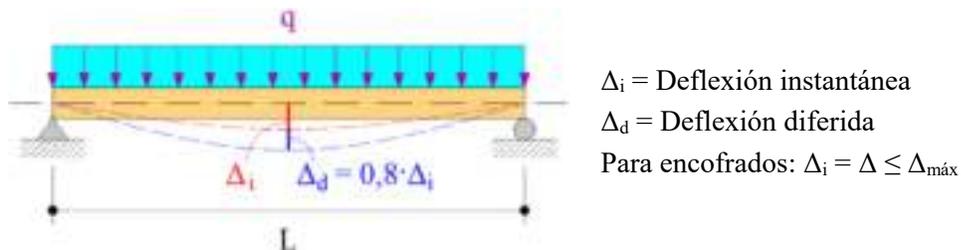


Figura No. 41 Deflexión instantánea y diferida en una viga.

Fuente: Elaboración propia.

La cantidad de deflexión permitida es especificada en general en los criterios de diseño. Se deben consultar los reglamentos de construcción locales para previsiones específicas que controlen la deflexión en encofrados, de no existir los reglamentos requeridos, la deflexión se la limita con valores conservadores comúnmente usados.

Típicamente, la deflexión es limitada a “ $L/360$ ” cuando la apariencia o rigidez son importantes, donde “ L ” es la distancia entre los centros de los soportes. Limitando la deflexión a “ $L/360$ ” se reduce la comba poco atractiva de las vigas y reduce el efecto de un piso excesivamente elástico o flexible. Cuando la apariencia o rigidez son menos importantes, la desviación muchas veces es limitada a “ $L/270$ ” o “ $L/240$ ”.

La mayoría de las especificaciones para estructuras de hormigón limitan la deflexión de miembros de encofrados para prevenir los efectos de combas excesivas en la superficie del hormigón. Para miembros de encofrados donde la apariencia es importante, la deflexión admisible podría ser limitada a “ $L/360$ ”, o como “ $1/16$ [pulg]”.

Para miembros de encofrados donde la fuerza es la incumbencia principal y la apariencia es secundaria, la deflexión admisible puede ser especificada como “ $L/270$ ”, o como “ $1/8$ [pulg]”.

La selección de estos dos criterios de limitaciones de deflexión depende de la importancia relativa de la apariencia y esfuerzo. Si la apariencia no es importante, el requisito menos severo admitirá la economía en los costos de construcción del encofrado.

2.21. CARGAS Y PRESIONES PARA EL DISEÑO DE ENCOFRADOS.

El primer paso para proceder al diseño del encofrado debe ser la determinación de las cargas a los que estarán sometidos. No se ha podido determinar con exactitud en lo que se refiere al valor y la aplicación de estas cargas, pero existe una reglamentación para ello, que es el “*ACI 347-14 Guide to Formwork for Concrete*”.

A continuación, se muestran los diferentes tipos de cargas y presiones que actúan sobre el encofrado para hormigón.

- Cargas Verticales.
- Presión Lateral del Hormigón.
- Cargas Horizontales.
- Cargas Especiales.

2.21.1. Cargas Verticales.

Tanto en el texto “Curso de construcciones de madera” del Ing. Raúl Machicado Dick, como en el materia “Estructuras de Madera” impartidos en la Facultad de Ingeniería de la U.M.S.A. indicaban que las cargas verticales para el diseño de encofrados como losas, vigas y escaleras, estaban constituidas por la Carga Muerta (peso propio) y una Sobrecarga que en valor era aproximadamente el 25% de la Carga Muerta, donde esta última representaba el impacto producido por el hormigón al tiempo de vaciarse, el impacto de los equipos mecánicos como carretillas, el peso de las diversas herramientas y peso mismo de los obreros. Posteriormente, de acuerdo a estudios y normativas que fueron apareciendo, como la ACI 347, se empieza a dar nuevas recomendaciones sobre las cargas, valores mínimos que deben aplicarse para el diseño.

Ya con todo lo mencionado, entre las cargas verticales más importantes están el peso del hormigón, el peso propio del encofrado y las cargas vivas.

- ✓ **PESO DEL HORMIGÓN:** Es la carga vertical más importante de las que actúan en el encofrado. Como peso específico del hormigón, se acepta el valor de: $\gamma_{H^{\circ}} = 24$ [kN/m³], este valor incluye el peso del refuerzo de acero.
- ✓ **PESO PROPIO DEL ENCOFRADO:** Si la carga del hormigón es relativamente grande en comparación la del peso del encofrado, entonces se podría despreciar en su totalidad. Esta carga es variable dependiendo del tipo de moldaje, pero inicialmente puede tomarse un valor entre **0,5 – 1,0** [kN/m²].
- ✓ **CARGA VIVA:** Se debe fundamentalmente al peso de los obreros que van a trabajar mientras se está efectuando el vaciado, así como el equipo necesario para efectuar el transporte del hormigón. Para el caso de la carga viva, el ACI-347 establece una carga viva mínima de **2,4** [kN/m²], y si se utilizan carritos motorizados un valor mínimo de **3,6** [kN/m²].
- ✓ El ACI-347 también establece que, para ambas cargas combinadas, viva y muerta (pesos propios), el valor de diseño NO debe ser menor a **4,8** [kN/m²] y a **6,0** [kN/m²] si se utilizan carretillas motorizadas.

Pero además de estas cargas, habrá que considerar cualquier otra carga de consideración que actúe sobre el encofrado.

Para el caso de encofrados de losas macizas de hormigón, éstas deben resistir a los trabajadores y equipo (cargas vivas) además del peso de hormigón fresco colocado y el material del mismo encofrado (carga muerta).

❖ Ver la aplicación en el Ejemplo 1, Ejemplo 2 y Ejemplo 3 del Capítulo 3.

2.21.2. Presión Lateral del Hormigón.

Cuando el hormigón se mezcla por primera vez, tiene propiedades que se encuentran entre las de las sustancias líquidas y las de las sustancias sólidas, como se muestra en la Figura No. 42. También se define como material plástico. Con el paso del tiempo, el hormigón pierde plasticidad y se vuelve sólido. Una vez fraguado el hormigón, la presión del mismo es cero.

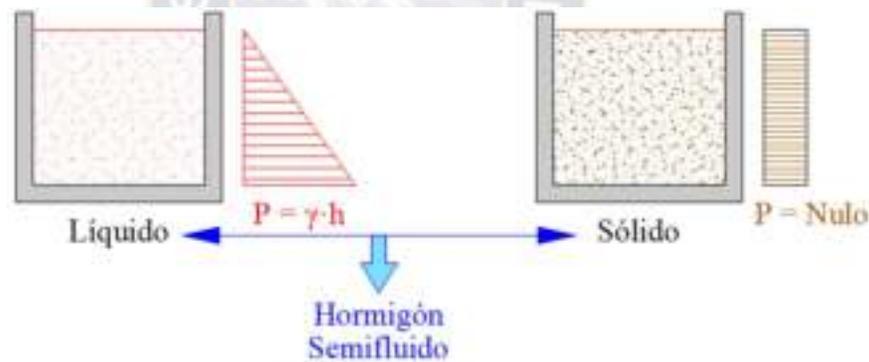


Figura No. 42 Límite hidrostático

Fuente: Elaboración propia.

La presión ejercida el hormigón sobre el encofrado es determinado principalmente por varios o alguno de los siguientes factores:

Tabla No. 10 Tabla Factores que influyen en la presión del hormigón fresco.

Primer Orden	Segundo Orden	Tercer Orden
Velocidad de llenado	Contenido de cemento	Tipo y tamaño máximo de árido grueso
Peso específico del hormigón	Contenido de árido grueso	Uso de retardadores de fraguado
Profundidad a la que se sumergen los vibradores	Fracción contra las paredes del encofrado	Temperatura ambiente
Consistencia del hormigón	Relación agua cemento	Forma de la sección transversal
Temperatura del hormigón	Uso de plastificantes o superplastificantes	Colocación de armaduras longitudinales
Dimensión de la sección transversal	Deformación del encofrado	Duración de la vibración
Uso de adiciones en elevadas proporciones	Potencia de los vibradores	Altura del vertido
	Permeabilidad del encofrado	

Fuente: Elaboración propia.

En la mayoría de los casos, la distribución de presión transversal del concreto basada en la prueba se expresa como se muestra en la Figura No. 43. La distribución comienza como líquido cerca de la parte superior y alcanza un valor máximo en los niveles inferiores. Por razones de diseño, se recomienda mantener uniforme la presión última con valores conservadores.

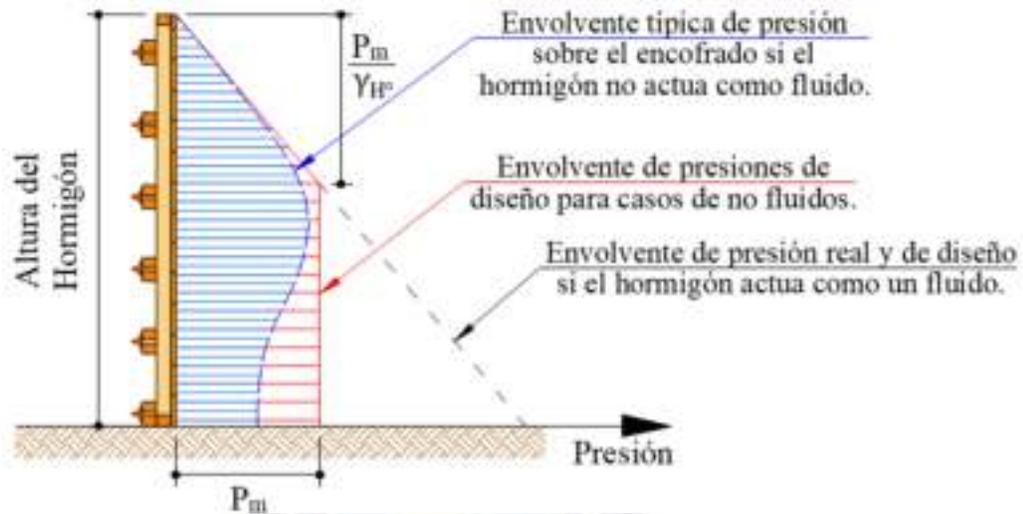


Figura No. 43 Distribución típica y esperada de la presión del hormigón sobre el encofrado.

Fuente: Elaboración propia.

La evolución del comportamiento del hormigón durante su fraguado y la existencia del “efecto silo” han provocado el rechazo de la ley de presiones hidrostáticas. Diferentes investigaciones realizadas en los últimos años han centrado su atención en la búsqueda de una ecuación (empírica) para el cálculo de una distribución de presiones sobre el encofrado más acorde con la realidad, entre las cuales se puede mencionar:

- a) Criterio de la presión activa de Rankine para suelos.
- b) Modelo de Gardner.
- c) Modelo de la Norma DIN-18218.
- d) Modelo de Martín Palanca o de la teoría granulostática del Instituto Eduardo Torroja.
- e) Modelo de CIRIA Report 108.
- f) Modelo de la Norma ACI-347.
- g) Modelos para la presión lateral del Hormigón Autocompactante (HAC).

A continuación, se expone brevemente los modelos mencionados a excepción del modelo de la Norma ACI-347, el cual, por ser el modelo a usarse en este trabajo, se lo desarrolla con mayor detalle.

A) CRITERIO DE LA PRESIÓN ACTIVA DE RANKINE PARA SUELOS.

Una expresión utilizada comúnmente hasta la actualidad por su sencillez, y que puede ser discutido ampliamente, se refiere a una ecuación que toma en cuenta el ángulo de fricción interna o de reposo del hormigón. Dicho ángulo varía entre 15° y 25°, adoptándose la mayoría de las veces 20° que corresponde a un hormigón de consistencia plástica.

La expresión es la siguiente:

$$P_m = K_a \cdot \gamma_{H^\circ} \cdot h$$

Donde

K_a = Coeficiente de presión activa de Rankine;

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

ϕ = Ángulo de fricción interna o de reposo del hormigón, en [°];

γ_{H° = Peso unitario del hormigón vaciado, en [kN/m³];

h = Profundidad de donde se desea conocer la presión, en [m];

Así, para $\phi = 20^\circ$ y $\gamma_{H^\circ} = 24$ [kN/m³] se tiene:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{20}{2} \right) = 0,49 \sim 0,50$$

Siendo la presión en el encofrado:

$$P_m = 0,50 \cdot (24) \cdot h \quad \rightarrow \quad P_m = 12 \cdot h$$

B) MODELO DE GARDNER (CANADÁ, 1980).

Gardner (1980): Introduce una variable dinámica como la potencia del vibrador.

Ley hidrostática de presiones hasta una presión límite de valor:

$$P_m = \gamma_{H^\circ} \cdot h_v + \frac{3 \cdot N}{745,7 \cdot S} + \frac{S}{0,04} + \frac{400 \cdot \sqrt{R}}{17,78 + T} \cdot \left(\frac{100}{100 - \%F} \right) + \frac{a - 75}{10}$$

Donde

γ_{H° = Peso unitario del hormigón vaciado, en [kN/m³];

h_v = Profundidad del hormigón en vibración, en [m];

N = Potencia del vibrador, en [watts];

S = Espesor mínimo del encofrado, en [m];

R = Velocidad de vaciado del hormigón en el encofrado, en [m/h];

T = Temperatura del hormigón durante el vaciado en el encofrado, en [°C];

%F = Porcentaje de cenizas volantes o escoria utilizadas en sustitución de cemento;

a = Asiento del cono de Abrams, en [mm].

Como valor orientativo de la potencia del vibrador se puede tomar 1250 [watts], y para la profundidad de vibrado 0,5 [m] con vibración interna y 1,0 [m] con vibración externa.

C) MODELO DE LA NORMA DIN-18218 (DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG, ALEMANIA, 1980).

Hipótesis de cálculo:

- Tamaño máximo de árido de 63 [mm];
- Encofrados verticales con una desviación máxima de $\pm 5^\circ$ respecto a la vertical;
- Peso específico del hormigón: $\gamma_H = 25$ [kN/m³];
- Temperatura del hormigonado: $T = 15$ [°C];
- Tiempo de fraguado máximo de 5 horas;
- Velocidad máxima de ascenso del hormigón: $R = 7$ [m/h].

La normativa alemana estableció una envolvente de presión lateral bilineal, donde el valor de la máxima presión lateral se determina a partir de la Tabla No. 11.

Tabla No. 11 Presión máxima “ P_m ” del hormigón fresco (DIN-18218).

Consistencia	Cono de Abrams [mm]	P_m [kN/m ²]
Seca	0 – 20	$21+5 \cdot R$
Plástica	30 – 50	$19+10 \cdot R$
Blanda	60 – 90	$18+14 \cdot R$
Fluida	100 – 150	$17+17 \cdot R$

Fuente: <http://www.upv.es/>

Las limitaciones dentro de este modelo son:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Limitación en Pilares: } P_m < 100 \text{ [kN/m}^2\text{]} \\ \text{Limitación en Muros: } P_m < 80 \text{ [kN/m}^2\text{]} \\ \text{Siempre debe cumplirse: } P_m < 25 \cdot H \text{ [kN/m}^2\text{]} \end{array} \right.$$

Tabla No. 12 Influencia de los retardadores en el empuje del hormigón fresco (DIN-18218), siempre que la altura del hormigonado sea inferior a 10 [m].

Consistencia	Cono de Abrams [mm]	Coeficiente de fraguado para un retardo de	
		5 horas	15 horas
Seca	0 – 20	1,15	1,45
Plástica	30 – 50	1,25	1,80
Blanda – Fluida	60 – 150	1,40	2,15

Fuente: <http://www.upv.es/>

- Temperatura del hormigón fresco $> 15^\circ\text{C}$, reducir presión un 3% por cada grado, sin pasarse del 30%.
- Temperatura del hormigón fresco $< 15^\circ\text{C}$, aumentar un 3% por cada grado.
- Temperatura exterior $< 15^\circ\text{C}$ y sin aislamiento térmico, aumentar un 3% por cada grado.

Las presiones calculadas con esta norma se encuentran razonablemente del lado de la seguridad hasta alturas de 5 m (Gallego et al., 2006).

D) MODELO DE MARTIN PALANCA O DE LA TEORÍA GRANULOSTÁTICA DEL INSTITUTO EDUARDO TORROJA (ESPAÑA, 1982).

Esta teoría fue desarrollado por el Dr. Martín Palanca, a partir de los cuales se propone una ley de distribución de presiones con cuatro zonas diferenciadas, tal y como se muestra en la Figura No. 44: una zona de presiones hidrostática hasta una altura variable dependiente de los efectos del vibrado sobre el hormigón fresco; una zona de transición donde la presión se mantiene constante; una zona de presiones granulostáticas, donde la presión hidrostática se ve afectada por un coeficiente de empuje activo (K_a) inferior a la unidad, con el que se tiene en cuenta el rozamiento interno entre las partículas que constituyen el hormigón y la

inclinación de la pared encofrante; y, finalmente, una zona de presión máxima constante a partir de una profundidad límite, que depende de la velocidad de hormigonado, la temperatura de fraguado y la consistencia del hormigón empleado.

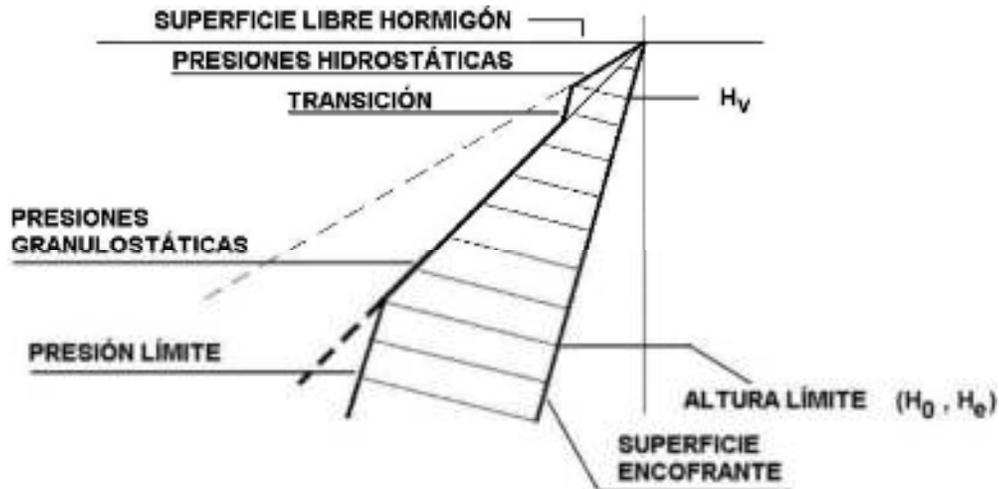


Figura No. 44 Empuje del hormigón fresco (Martín Palanca, 1982).

Fuente: <http://www.upv.es/>

$$\text{Presión hidrostática} = \gamma_{H^{\circ}} \cdot h_v$$

$$\text{Presión granulostática} = K_a \cdot \gamma_{H^{\circ}} \cdot h$$

$$\text{Presión límite} = K_a \cdot \gamma_{H^{\circ}} \cdot \text{mín}(H_0, H_e)$$

Donde:

$\gamma_{H^{\circ}}$ = Peso unitario del hormigón vaciado, en $[\text{kN}/\text{m}^3]$;

$\gamma_{H^{\circ}} = 23 [\text{kN}/\text{m}^3]$ en parámetros con inclinación $\leq 45^{\circ}$ respecto a la vertical;

$\gamma_{H^{\circ}} = 25 [\text{kN}/\text{m}^3]$ para el resto de los casos.

K_a = Coeficiente de empuje activo ($K_a = 1,0$ en la Ley hidrostática).

$$K_a = \frac{1 + \text{sen}(\alpha - \beta)}{1 + \text{sen}(\alpha + \beta)}$$

α = Inclinación del parámetro encofrante respecto a la vertical;

β = Talud natural del hormigón.

$$\tan \beta = \frac{260 - a}{1400}$$

a = Asiento del cono de Abrams en $[\text{mm}]$

h_v = Altura del hormigón en vibración, en $[\text{m}]$;

h = Altura total del hormigón, en [m];

H_e = Altura límite del “efecto silo”, en [m];

H_{en} = Altura límite por endurecimiento del hormigón

- **Profundidad límite en función del endurecimiento:**

$$H_{en} = H_v + R \cdot t_{en}$$

Donde:

H_v = Profundidad de vibración, en [m];

R = Velocidad de hormigonado en obra, en [m/hora];

t_{en} = Tiempo de endurecimiento del hormigón, en [horas];

$$t_{en} = \frac{70 + 0,3 \cdot a - 2 \cdot T}{25 + T}$$

T = Temperatura del hormigón, en [°C].

- **Profundidad límite por “efecto silo”:**

$$H_e = 21000 \cdot \frac{43 - T}{(165 - a) \cdot (303 + a)} \cdot \frac{S}{1 + (S/L)}$$

Donde:

T = Temperatura del hormigón durante el vaciado en el encofrado, en [°C];

S = Espesor mínimo del encofrado, en [m];

L = Longitud transversal del encofrado, en [m].

E) MODELO DE CIRIA REPORT 108 (CONSTRUCTION INDUSTRY RESEARCH AND INFORMATION ASSOCIATION, 1985)

El organismo londinense denominado CIRIA (Asociación de Información e Investigación de la Industria de la Construcción), ha desarrollado una fórmula para determinar la presión sobre el encofrado. Según esto, la presión lateral “ P_m ” es el menor de los valores obtenidos de las dos expresiones siguientes:

$$P_m = \gamma_{H^o} \cdot \left(C_1 \cdot \sqrt{R} + C_2 \cdot K \cdot \sqrt{H - C_1 \cdot \sqrt{R}} \right)$$

$$P_m = \gamma_{H^o} \cdot h$$

Donde:

P_{\max} = Presión máxima del hormigón sobre el encofrado, en $[\text{kN}/\text{m}^2]$;

C_1 = Coeficiente que depende del tamaño y la forma del encofrado (para muros $C_1 = 1,0$ y para columnas $C_1 = 1,50$);

C_2 = Coeficiente que depende de la composición del hormigón;

γ_{H° = Peso unitario del hormigón vaciado, en $[\text{kN}/\text{m}^3]$;

H = Altura del moldaje, en $[\text{m}]$;

h = Altura de vaciado, en $[\text{m}]$;

K = Coeficiente de temperatura dado por la siguiente expresión:

$$K = \left(\frac{36}{T + 16} \right)^2$$

R = Velocidad de vaciado del hormigón en el encofrado, en $[\text{m}/\text{h}]$;

T = Temperatura del hormigón durante el vaciado en el encofrado, en $[\text{°C}]$.

F) MODELO DE LA NORMA ACI-347 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, EEUU, 2014)

El “Instituto Americano del Hormigón” (actualmente llamado ACI 347) ha dedicado una cantidad considerable de tiempo y estudio a las prácticas de diseño y construcción de encofrados. Este instituto, en su publicación "Guide to Formwork for Concrete" propone que el diagrama de la envolvente de presiones laterales es bilineal (trapezoidal). Se presume que el diagrama es una distribución triangular partiendo de la superficie libre superior del vaciado hasta alguna profundidad limitativa, más allá del cual el valor de presión a la que se llegó es considerado constante hasta el fondo del encofrado.

Esta normativa establece que la presión que ejerce el hormigón sobre el encofrado está determinada principalmente por varios o todos de los siguientes factores:

- Velocidad de vaciado del hormigón en el encofrado.
- Temperatura del hormigón
- Densidad o peso específico del hormigón.
- Tipo de cemento o mezcla utilizada en el hormigón.
- Método de consolidación del hormigón.

- Método de vaciado del hormigón.
- Profundidad de vaciado.
- Altura del encofrado.

El ACI 347 identifica la “**presión máxima**” sobre encofrados como la presión lateral hidrostática, tal y como muestra la siguiente ecuación:

$$P_{\text{máx}} = \gamma_{H^{\circ}} \cdot h$$

dónde:

$P_{\text{máx}}$ = Presión lateral máxima, en $[\text{kN}/\text{m}^2]$;

$\gamma_{H^{\circ}}$ = Peso unitario del hormigón vaciado, en $[\text{kN}/\text{m}^3]$;

h = Profundidad del hormigón, en $[\text{m}]$.

Para un hormigón que es vaciado rápidamente, como columnas, “ h ” debe ser tomado como la altura llena del encofrado. No se dan valores mínimos para las presiones calculadas.

2.21.2.1. Presión lateral del hormigón sobre los encofrados de muros.

Para determinar la presión del hormigón en encofrados la ACI 347 define un muro como un miembro estructural vertical con al menos una dimensión de planta superior a 2,0 $[\text{m}]$. Dos ecuaciones son dadas para la determinación de la presión en los encofrados de muros. En cuanto a las restricciones, ambas ecuaciones son aplicables a hormigones con asentamientos menores a 175 $[\text{mm}]$, y una vibración limitada a la vibración interna normal a una profundidad menor a 1,2 $[\text{m}]$, siendo para ambas ecuaciones, el valor mínimo de “ P_m ” igual a “ $30 \cdot C_w$ ” $[\text{kN}/\text{m}^2]$, pero en ningún caso mayor a “ $\gamma_{H^{\circ}} \cdot h$ ”.

- i) Para muros con una velocidad de vaciado menor a 2,1 $[\text{m}/\text{h}]$ y vaciados que no excedan la altura de los 4,2 $[\text{m}]$:

$$P_m = C_w \cdot C_c \cdot \left(7,2 + \frac{785 \cdot R}{T + 17,8} \right)$$

dónde:

P_m = Presión lateral máxima, en $[\text{kN}/\text{m}^2]$;

C_w = Coeficiente del peso unitario, mostrado en la tabla del **Anexo 12**;

C_c = Coeficiente químico, mostrado en la tabla del **Anexo 13**;

R = Velocidad de vaciado del hormigón en el encofrado, en [m/h];

T = Temperatura del hormigón durante el vaciado en el encofrado, en [°C];

- ii) Para muros con una velocidad de vaciado de 2,1 a 4,5 [m/h], y con una velocidad de vaciado menor a 2,1 [m/h] pero con una altura de vaciado superior a 4,2 [m]:

$$P_m = C_w \cdot C_c \cdot \left(7,2 + \frac{1156 + 244 \cdot R}{T + 17,8} \right)$$

Para aumentos de presión en bomba, si el hormigón es bombeado desde la base del encofrado, el comité 347 de la ACI recomienda que el encofrado sea diseñado para una carga hidrostática completa de hormigón “ $\gamma_H \cdot h$ ” más una tolerancia mínima del 25%.

- ❖ Ver la aplicación en el Ejemplo 4, Ejemplo 5 y Ejemplo 6 del Capítulo 3.

2.21.2.2. Tabulación de valores de la relación entre la velocidad de llenado “R”, la temperatura “T” y la presión “Pm” para los encofrados de muros.

La tabla **Anexo 14**, muestra la relación entre la velocidad de llenado de los encofrados de los muros, la presión lateral y la temperatura para alturas de colocación de hasta 4,2 [m]. Las presiones se basan en hormigones con un peso unitario de 24,0 [kN/m³] sin aditivos, un asentamiento máximo de 175 [mm] y vibración a una profundidad menor a 1,2 [m]. Para otros pesos unitarios y mezclas de hormigón, las presiones deben ajustarse en “C_w” y “C_c”. Para velocidades de vertido superiores a 4,5 [m/h], la presión de la pared debe calcularse mediante: $P_m = \gamma_H \cdot h$.

En la tabla **Anexo 14**, para velocidad de llenado inferiores a 2,1 [m/h] las presiones laterales se calculan mediante la ecuación: $P_m = C_w \cdot C_c \cdot [7,2 + 785 \cdot R / (T + 17,8)]$. Y para velocidades de llenado de 2,1 a 4,5 [m/h], las presiones laterales se calculan mediante: $P_m = C_w \cdot C_c \cdot [7,2 + (1156 + 244 \cdot R) / (T + 17,8)]$. Sin embargo, estas ecuaciones de presión en muros están limitadas a una presión máxima dada por la ecuación: $P_m = \gamma_H \cdot h$.

Las ecuaciones de presión lateral en muros se pueden usar para determinar las presiones máximas producidas en los encofrados, siempre que los encofrados sean lo suficientemente profundos para permitir que se desarrollen las presiones calculadas.

- ❖ Ver la aplicación en el Ejemplo 7 y Ejemplo 8 del Capítulo 3.

La tabla **Anexo 15** proporciona la relación entre la velocidad de llenado de los encofrados para muros, la temperatura y la presión lateral, para alturas de vaciado superiores a 4,2 [m], con un hormigón sin aditivos, con un peso unitario de 24,0 [kN/m³], asentamiento menor a 175 [mm], y una vibración a una profundidad menor a 1,2 [m]. Para otros pesos unitarios y mezclas de hormigón, las presiones deben ajustarse en “C_w” y “C_c”.

Los valores de la tabla **Anexo 15** se basan en el uso de la ecuación: $P_m = C_w \cdot C_c \cdot [7,2 + (1156 + 244 \cdot R) / (T + 17,8)]$. Para velocidades de vertido superiores a 4,5 [m/h], la presión del hormigón debe calcularse mediante: $P_m = \gamma_H \cdot h$.

❖ *Ver la aplicación en el Ejemplo 9 del Capítulo 3.*

2.21.2.3. Presión lateral del hormigón sobre los encofrados de columnas.

Para determinar la presión del hormigón sobre el encofrado, el ACI 347 define una columna como un miembro estructural vertical en que ninguna dimensión en planta exceda 2,0 [m]. El “American Concrete Institute” recomienda que el encofrado se diseñe para la presión lateral hidrostática completa:

$$P_m = \gamma_H \cdot h$$

dónde:

P_m = Presión lateral máxima, en [kN/m²];

γ_H = Peso unitario del hormigón vaciado, en [kN/m³];

h = Profundidad del hormigón, en [m].

Normalmente el hormigón se vierte rápidamente en columnas con vibración intensa o con hormigón autocompactante. Por lo tanto, “h” debe tomarse como la altura total de la columna. No se dan valores máximos o mínimos para la presión calculada a partir de ésta ecuación.

Si el hormigón se bombea desde la base del encofrado, esta debe diseñarse para una carga hidrostática total de “ $\gamma_H \cdot h$ ”, mas una tolerancia “**mínima**” del 25% para la presión pico de bombeo.

Para un hormigón con un asentamiento menor a 175 [mm] y vertida con una vibración interna normal a una profundidad menor a 1,2 [m], el encofrado para columnas puede diseñarse para la siguiente presión lateral:

$$P_m = C_w \cdot C_c \cdot \left(7,2 + \frac{785 \cdot R}{T + 17,8} \right)$$

dónde:

P_m = Presión lateral máxima, en [kN/m²];

C_w = Coeficiente del peso unitario, mostrado en la tabla **Anexo 12**;

C_c = Coeficiente químico, mostrado en la tabla **Anexo 13**;

R = Velocidad de vaciado del hormigón en el encofrado, en [m/h];

T = Temperatura del hormigón durante el vaciado en el encofrado, en [°C].

La presión mínima establecida para esta ecuación es de “30· C_w ” [kN/m²], y la máxima es de “ $\gamma_H \cdot h$ ” (en ningún caso mayor).

❖ *Ver la aplicación en el Ejemplo 10, Ejemplo 11 y Ejemplo 12 del Capítulo 3.*

2.21.2.4. Tabulación de valores de la relación entre la velocidad de llenado “R”, la temperatura “T” y la presión “P_m” para los encofrados de columna.

La tabla **Anexo 16** da la relación entre la velocidad de llenado de los encofrados, la temperatura y la presión lateral del hormigón para encofrados de columnas, utilizando la ecuación: $P_m = C_w \cdot C_c \cdot [7,2 + 785 \cdot R / (T + 17,8)]$; con $C_w = 1,0$ y $C_c = 1,0$. La presión mínima establecida para esta ecuación es de “30· C_w ” [kN/m²], y la máxima es de “ $\gamma_H \cdot h$ ”.

❖ *Ver la aplicación en el Ejemplo 13 y Ejemplo 14 del Capítulo 3.*

2.21.2.5. Colocación y consolidación de hormigón recién vaciado.

El hormigón se puede colocar en los encofrados directamente desde un camión de entrega de hormigón, se puede dejar caer desde la cubeta de la grúa o bombear desde un camión o remolque de bombeo de hormigón. Si el hormigón se bombea desde la base del encofrado, el Comité ACI-347 recomienda que el encofrado se diseñe para una carga hidrostática de hormigón “ $\gamma_H \cdot h$ ” más una asignación mínima del 25% para la presión de bombeo de la bomba si el hormigón se bombea desde la base del encofrado. En ciertos casos, las presiones pueden ser tan altas como la presión frontal del pistón de la bomba.

Deben tomarse precauciones cuando se usa la vibración externa del hormigón con cementos expansivos o compensadores de contracción porque la presión sobre los encofrados puede exceder la presión hidrostática equivalente.

También se debe tener cuidado con la vibración interna del hormigón recién vaciado. Las técnicas de consolidación pueden ser responsables de las fallas del encofrado, ya sea al obligar al hormigón a permanecer semilíquido por más tiempo del anticipado o al agitar excesivamente los encofrados.

2.21.3. Cargas Horizontales.

Los contravientos y puntales deben diseñarse de modo que resistan todas las cargas horizontales, tales como viento, tensión de los cables, apoyos inclinados, descarga del hormigón, y el arranque y paro de los equipos. Además de las cargas ya mencionadas, deben considerarse las cargas por viento u otros rompevientos unidos al encofrado.

Para la construcción de edificios, en ningún caso los valores supuestos de la carga horizontal debida al viento, del vertido de hormigón, del vaciado inclinado del hormigón, y del equipo actuando en cualquier dirección en cada nivel, deben ser menores a **1,5 [kN/m]** o el **2% de la carga muerta total** en el encofrado, distribuido como una carga uniforme por metro lineal de borde de la losa, lo que resulte mayor.

Los contravientos de encofrados de muros deben diseñarse a fin de que satisfagan los requisitos mínimos para cargas de viento del reglamento de construcción local o del ANSI/SEI/ASCE-7 con ajuste para intervalos de recurrencia más cortos, según se dispone en SEI/ASCE 37. Para encofrados de muros expuestos al medio ambiente, la carga de diseño mínima por viento no debe ser menor a **0,72 [kN/m²]**. Los contravientos para encofrados de muros deben diseñarse para una carga horizontal mayor a **1,5 [kN/m]**, aplicada en la parte superior o más alta.

Los encofrados para muros de gran altura y exposición poco usuales deben recibir atención especial.

2.21.4. Cargas Especiales.

El encofrado debe diseñarse para cualquier condición especial de construcción especial que pudiera ocurrir, por ejemplo, un vaciado asimétrico del hormigón, el impacto del hormigón

vertido mecánicamente, el levantamiento del encofrado, las cargas concentradas del acero de refuerzo, las cargas debidas al manejo de los encofrados, así como el almacenamiento de materiales de construcción. Los diseñadores de encofrados deben prever condiciones de carga especiales, como muros construidos sobre claros de losas o vigas, los cuales ejercen un patrón de carga antes del endurecimiento del hormigón, distinto para el que la estructura fuera diseñada.

No debe permitirse la aplicación de cualquier carga de construcción en la estructura parcialmente completa, excepto como se especifica en los planos del encofrado o con la aprobación del ingeniero o arquitecto responsable.

2.22. MÉTODOS DE DISEÑO PARA MADERA ASERRADA.

El proceso de diseño con madera aserrada se puede desarrollar mediante dos metodologías diferentes:

- a) Método de “Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD)”
(Allowable Stress Design method)
- b) Método de “Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)”
(Load and Resistance Factor Design method)

El principio básico de ambas metodologías es:

$$\left(\begin{array}{c} \text{Demanda o Resistencia} \\ \text{requerida } R \end{array} \right) \leq \left(\begin{array}{c} \text{Capacidad o Resistencia} \\ \text{provista } F' \end{array} \right)$$

dónde:

R = Demanda (real) o resistencia requerida. Se calculan a partir de las cargas prescritas y tamaños de miembros.

F' = Capacidad o resistencia provista. Se determinan multiplicando los “Valores de referencia” por los “Factores de ajuste” apropiados, ya sean los del método **ASD** o los del **LRFD**.

En el “*MANUAL for Engineered Wood Construction*” y el “*NDS Supplement – Design Values for Wood Construction*”, en cuanto a tensiones y módulo de elasticidad se refiere, se hace referencia a “Valores de diseño de referencia” y “Valores de diseño ajustados”, cuyo conocimiento debe tenerse muy claro debido a que estos términos no se mencionan en ningún

lado del “Manual para diseño de maderas del Grupo Andino”, pero que si guardan correspondencias a las tensiones y módulos de elasticidad que se utilizan en este manual.

2.22.1. Valores de diseño de referencia (F).

Los “Valores de diseño de referencia” designan los valores de diseño de las tensiones y módulo de elasticidad admisibles (valores básicos) en función de la duración normal de la carga. Para evitar confusiones, se usa el término "referencia" y sirve como recordatorio de que los factores de ajuste son aplicables para los valores de diseño de acuerdo con las condiciones de referencia especificadas en la NDS, como por ejemplo la duración de la carga normal. En otras palabras, simplemente representan un punto de partida para la determinación de las resistencias (tensiones y módulos de elasticidad) ajustadas para un diseño en particular.

Éstos valores de diseño de referencia reciben el símbolo de una "F" mayúscula y se agrega un subíndice para indicar el tipo de tensión. Por ejemplo, "F_t" representa el valor de diseño de referencia para tracción paralelo al grano. Al módulo de elasticidad se le asigna el símbolo tradicional “E”.

2.22.2. Valores de diseño ajustado (F’).

Los “Valores de diseño ajustado” designan valores de diseño que ya han sido multiplicados por los “factores de ajuste” apropiados que toman en cuenta las diversas influencias sobre la resistencia y la rigidez. Los requisitos básicos para el diseño utilizan terminología aplicable tanto para el método ASD como para el método LRFD.

Para distinguir un valor ajustado de un valor de referencia, se agrega una notación prima al símbolo del valor de referencia (F’) para indicar que se han realizado los ajustes necesarios.

Tabla No. 13 Notación de los “Valores de Referencia” y los “Valores Ajustados”.

Descripción del tipo de Tensión y Módulo de Elasticidad	Símbolo para el Valor de diseño de Referencia	Símbolo para el Valor de diseño Ajustado
Esfuerzo a flexión	F_b	F'_b
Esfuerzo a corte perpendicular a las fibras	F_v	F'_v
Esfuerzo a compresión perpendicular a las fibras	$F_{c\perp}$	$F'_{c\perp}$
Esfuerzo a compresión paralelo a las fibras	$F_{c//}$	$F'_{c//}$
Esfuerzo a tracción paralelo a las fibras	F_t	F'_t
Módulo de elasticidad Promedio	E_{prom}	E'_{prom}
Módulo de elasticidad Mínimo	$E_{mín}$	$E'_{mín}$

Fuente: Elaboración propia.

2.22.3. Método de “Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD)”.

El método de “Diseño por Esfuerzos Admisibles” (ASD por sus siglas en inglés) es el método tradicional de diseño de estructuras de madera, en el cual se trata de evitar la falla del elemento estructural comparando los esfuerzos admisibles (los cuales son una fracción de la resistencia estimada) con los esfuerzos producidos por una combinación de carga específica (siendo ésta una estimación alta de la probable carga de servicio), donde los esfuerzos deben ser mayores que los efectos (momento flector, fuerza axial, fuerza cortante, etc.), producidos por cargas aplicadas sobre la estructura.

$$F' = F \cdot C_D \cdot (\text{Producto de los factores de ajuste})$$

dónde:

F = Valor de diseño de referencia;

C_D = Factor de duración de carga;

F' = Valor de diseño ajustado.

2.22.4. Método de “Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)”.

El método de “Diseño por Factores de Carga y Resistencia” (LRFD por sus siglas en inglés) es un método recientemente introducido para el diseño de madera, en el cual son aplicados por separados factores de carga y resistencia a las combinaciones de carga aplicadas a la

estructura y a las resistencias nominales del material (acero, hormigón armado, aluminio, madera, etc.) para asegurar que la probabilidad de alcanzar un estado límite es aceptablemente pequeña. Estos factores reflejan las incertidumbres de análisis, diseño, cargas, propiedades del material y fabricación.

$$F' = F \cdot K_F \cdot \phi \cdot \lambda \text{ (Producto de los factores de ajuste)}$$

dónde:

F' = Valor de diseño ajustado;

F = Valor de diseño de referencia;

K_F = Factor de conversión de formato;

$(F \cdot K_F)$ = Valor de diseño nominal;

ϕ = Factor de resistencia;

λ = Factor de efecto del tiempo.

Los métodos **ASD** y **LRFD**, en su mayor parte, han sido calibrados para que produzcan resultados similares en situaciones de diseño comunes, aunque es probable que haya algunos casos de diseño en los que uno u otro método permita una demanda ligeramente mayor para el mismo miembro. Por esta razón, es que el enfoque **LRFD** se conoce también como una “**conversión suave**”, que está disponible principalmente para madera para que aquellos que están acostumbrados a usar el enfoque para otros materiales (hormigón, acero y mampostería) tengan la capacidad de usar un método paralelo en el diseño con madera. El método **LRFD** tiene un abordaje más racional en cuanto a los factores de seguridad se refiere al tener en cuenta específicamente las posibles variaciones en la demanda (carga), usando un factor de carga, y las posibles variaciones en la capacidad (resistencia), usando un factor de resistencia. Si bien las metodologías **LRFD** han estado disponibles en el pasado, a partir de la edición de 2005 de la **NDS** es la primera vez que este método se presenta en combinación con el método **ASD** en el estándar de diseño de madera más utilizado. La determinación de los factores de carga para tener en cuenta las variaciones anticipadas en la carga es el ámbito de la norma **ASCE 7**, mientras que el establecimiento de factores de resistencia para tener en cuenta la variación en la capacidad del material es el ámbito de las normas de materiales **AF&PA: NDS** y **SDPWS**.

2.23. HIPÓTESIS DE CARGAS.

2.23.1. Hipótesis de cargas para la ASD.

Para el uso del método **ASD** se tiene que trabajar bajo las siguientes Hipótesis:

1. $\Sigma\gamma Q = D$
2. $\Sigma\gamma Q = D + L$
3. $\Sigma\gamma Q = D + (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
4. $\Sigma\gamma Q = D + 0,75 \cdot L + 0,75 \cdot (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
5. $\Sigma\gamma Q = D + (0,60 \cdot W + 0,70 \cdot E)$
6. $\Sigma\gamma Q = D + 0,75 \cdot (0,6 \cdot W) + 0,75 \cdot L + 0,75 \cdot (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
7. $\Sigma\gamma Q = D + 0,75 \cdot (0,70 \cdot E) + 0,75 \cdot L + 0,75 \cdot S$
8. $\Sigma\gamma Q = 0,60 \cdot D + 0,60 \cdot W + H$
9. $\Sigma\gamma Q = 0,60 \cdot D + 0,70 \cdot E + H$

dónde:

Q = Efecto de carga debido a la carga de servicio.

γ = Factor de carga.

D = Carga muerta.

L = Carga viva.

L_r = Carga viva de techo.

R = Carga de lluvia.

S = Carga de nieve.

W = Carga de viento.

E = Carga por sismo.

2.23.2. Hipótesis de cargas para la LRFD.

Para el uso del método **LRFD** se tiene que trabajar bajo las siguientes Hipótesis:

1. $\Sigma\gamma Q = 1,4 \cdot D$
2. $\Sigma\gamma Q = 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L + 0,5 \cdot (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
3. $\Sigma\gamma Q = 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0,5 \cdot W)$
4. $\Sigma\gamma Q = 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot W + L + 0,5 \cdot (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
5. $\Sigma\gamma Q = 1,2 \cdot D + 1,0 \cdot E + L + 0,2 \cdot S$

$$6. \quad \Sigma\gamma Q = 0,9 \cdot D + 1,6 \cdot W$$

$$7. \quad \Sigma\gamma Q = 0,9 \cdot D + 1,0 \cdot E$$

NOTAS:

- En las hipótesis de cargas presentadas no se tomaron en cuenta los efectos de las Cargas debido a la presión lateral de tierra (H), la Carga debida a fluidos (F) y la Carga de temperatura (T).
- Para ambas metodologías se consideran un mismo “valor de diseño de referencia” para las propiedades mecánicas (tensiones) del material.
- Para el caso de los encofrados y otras estructuras temporales, las cargas vivas como las de trabajadores, equipo motorizado, acción de viento, etc., tanto para la ASD como para la LRFD, serán consideradas dentro de la carga muerta (D).

2.24. FACTORES DE AJUSTE DE LOS VALORES DE REFERENCIA.

Los “Factores de ajuste (C)” para madera aserrada tienen en cuenta varias influencias sobre la resistencia y la rigidez. Esto nos permite usar un conjunto de valores de resistencia de diseño de referencia y luego modificarlos para variables externas, por ello mismo es que, la determinación de los factores adecuados son lo que más tiempo requiere en el diseño de un elemento de madera.

Factor aplicable únicamente para el método **ASD**:

$$C_D = \text{Factor de duración de carga}$$

Factores aplicables tanto para el método **ASD** como para el método **LRFD**:

$$C_M = \text{Factor de servicio húmedo.}$$

$$C_t = \text{Factor de temperatura.}$$

$$C_L = \text{Factor de estabilidad de viga.}$$

$$C_F = \text{Factor de tamaño.}$$

$$C_{fu} = \text{Factor de uso plano.}$$

$$C_i = \text{Factor de incisión o de corte.}$$

$$C_r = \text{Factor de miembro repetitivo.}$$

$$C_p = \text{Factor de estabilidad de columna.}$$

$$C_T = \text{Factor de estabilidad al pandeo.}$$

$$C_b = \text{Factor de aplastamiento.}$$

Factor aplicable únicamente para el método **LRFD**:

K_F = Factor de conversión de formato.

ϕ = Factor de resistencia.

λ = Factor de efecto del tiempo.

El diseñador debe familiarizarse con las especificaciones de cada factor de ajuste para posteriormente poder aplicarlos apropiadamente en el diseño de las estructuras de madera. A continuación, en la **Tabla No. 14**, se presenta la correspondencia de cada uno de los “Factores de ajuste (C)” para aplicarlos a los diversos “Valores de referencia (F)”, para así poder obtener los “Valores de diseño ajustados (F’)” respectivos a cada metodología.

Tabla No. 14 Factores de ajuste de los “Valores de referencia” para madera aserrada.

Multiplicado por	Solo ASD	ASD y LRFD										Solo LRFD		
	Factor de duración de Carga	Factor de Servicio Húmedo	Factor de Temperatura	Factor de Estabilidad de Viga	Factor de Tamaño	Factor de Uso Plano	Factor de Incisión	Factor de Miembro Repetitivo	Factor de Estabilidad de Columna	Factor de Rigidez al Pandeo	Factor de Aplastamiento	Factor de Conversión de Formato	Factor de Resistencia	Factor de Efecto del Tiempo
$F'_b = F_b$	C_D	C_M	C_t	C_L	C_F	C_{fu}	C_i	C_r	-	-	-	K_F	ϕ_b	λ
$F'_t = F_t$	C_D	C_M	C_t	-	C_F	-	C_i	-	-	-	-	K_F	ϕ_t	λ
$F'_v = F_v$	C_D	C_M	C_t	-	-	-	C_i	-	-	-	-	K_F	ϕ_v	λ
$F'_{ca} = F_{ca}$	-	C_M	C_t	-	-	-	C_i	-	-	-	C_b	K_F	ϕ_c	λ
$F'_c = F_c$	C_D	C_M	C_t	-	C_F	-	C_i	-	C_P	-	-	K_F	ϕ_c	λ
$E' = E$	-	C_M	C_t	-	-	-	C_i	-	-	-	-	-	-	-
$E'_{min} = E_{min}$	-	C_M	C_t	-	-	-	C_i	-	-	C_T	-	K_F	ϕ_s	-

Fuente: “MANUAL for Engineered Wood Construction” (2018 Edition).

Si bien cada uno de estos factores de ajuste son importantes dentro del diseño de una estructura de madera, para el presente trabajo será menester principalmente saber todo lo referente a cuatro factores de ajuste, los cuales se detallan a continuación.

2.24.1. Factor de duración de carga (C_D).

El “Factor de duración de carga” refleja la capacidad de la madera para exhibir una mayor resistencia en períodos de carga más cortos. Los valores del factor “ C_D ” se especifican en la tabla **Anexo 17**.

Para cargas de muy corta duración, como impactos, se permite un factor de ajuste de 2,0, basado en la capacidad de la madera para absorber una sobrecarga significativa durante períodos muy cortos, y para muchas operaciones de construcción, particularmente para encofrados, la duración de las cargas es generalmente menores a los 7 días. Por lo tanto, los “Valores de diseño de referencia” pueden ser incrementados en un 25%, (factor de ajuste de 1,25) siempre que la duración de la carga no supere los 7 días. Sin embargo, debe observarse que los módulos de elasticidad y la tensión de compresión perpendicular a las fibras no son ajustados por la duración de la carga.

2.24.2. Factor de Resistencia (ϕ).

El factor de resistencia convierte los valores nominales en valores de diseño. Los valores de “ ϕ ” se especifican en la tabla **Anexo 18**.

2.24.3. Factor de conversión de formato (K_F).

El “Factor de conversión de formato” convierte los diferentes “Valores de diseño de referencia” **ASD** en resistencias de referencia **LRFD**. Los valores del factor “ K_F ” se especifican en la tabla **Anexo.19**.

2.24.4. Factor de efecto de tiempo (λ).

El “Factor de efecto de tiempo” proporciona esfuerzos permisibles más altos para cargas transitorias a corto plazo. Los valores de “ λ ” se especifican en la tabla **Anexo 20** para las combinaciones de carga indicadas.

2.25. TENSIONES DE DISEÑO.

2.25.1. Tensiones de diseño para el método ASD.

Para los diferentes cálculos y diseños bajo la metodología **ASD**, el “*Manual de diseño para maderas del Grupo Andino*” nos proporciona los valores admisibles de diseño “ F ” (de uso

directo). Estos valores son de aplicación exclusiva para madera estructural que cumple en su totalidad con la norma de clasificación visual.

Las especies de madera adecuadas para el diseño usando este manual han sido agrupadas en tres grupos estructurales. Esta clasificación y valores de esfuerzos máximos admisibles se los presenta en la siguiente tabla.

Tabla No. 15 Esfuerzos admisibles “F”.

	GRUPO “A”	GRUPO “B”	GRUPO “C”
	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]
f_m	210	150	100
f_v	15	12	8
f_{c⊥}	40	28	15
f_{c//}	145	110	80
f_t	145	105	75

Fuente: “Manual de diseño para maderas del Grupo Andino”.

dónde:

f_m = Esfuerzo máximo admisible en flexión;

f_v = Esfuerzo máximo admisible para corte paralelo a las fibras;

$f_{c\perp}$ = Esfuerzo máximo admisible para compresión perpendicular a las fibras;

$f_{c//}$ = Esfuerzo máximo admisible para compresión paralela a las fibras;

f_t = Esfuerzo máximo admisible para tracción paralela a las fibras.

Para una acción conjunta garantizada, los valores de “ f_m ” y “ f_v ” se puede incrementar en un 10%.

Como información adicional, puede mencionarse que los esfuerzos máximos admisibles se obtuvieron modificando las resistencias últimas mediante una serie de “Factores de Reducción” de la siguiente manera:

$$f_{adm} = \frac{(F.C.) \cdot (F.T.)}{(F.S.) \cdot (F.D.C.)} \cdot F_u$$

dónde:

f_{adm} = Esfuerzo admisible;

F_u = Esfuerzo último;

- F.C.= Factor de reducción por calidad;
- F.T.= Factor de reducción por tamaño;
- F.S.= Factor de servicio y seguridad;
- F.D.C. = Factor de duración de carga.

Los “Factores de Reducción” utilizados para cada tipo de esfuerzo fueron los que se muestran en la Tabla No. 16.

Tabla No. 16 Factores de reducción.

FACTOR	f_m	f_v	$f_{c\perp}$	$f_{c//}$
F.C.	0,80	---	---	---
F.T.	0,90	---	---	---
F.S.	2,00	4,00 *	1,60	1,60
F.D.C.	1,15	---	---	1,25

(*) Incluye factor por concentración de esfuerzos = 2.

Fuente: TABLA 7.3 del “Manual de diseño para maderas del Grupo Andino”.

2.25.2. Tensiones de diseño para el método LRFD.

Como el “Manual de diseño para maderas del Grupo Andino” solo proporciona valores (admisibles) para uso de la ASD, lo que debemos hacer es adecuar estos valores para usarlos bajo la metodología LRFD. Esta adecuación lo realizaremos partiendo de las ecuaciones que definen las “Tensiones de diseño ajustadas” para cada metodología:

$$\begin{cases} F'_{ASD} = F \cdot C_D \cdot (\text{Producto de los } C_i) \\ F'_{LRFD} = F \cdot K_F \cdot \phi \cdot \lambda \cdot (\text{Producto de los } C_i) \end{cases}$$

Combinando ambas ecuaciones, se obtiene el “Valor de diseño ajustado” para la LRFD:

$$F'_{LRFD} = K_F \cdot \left(\frac{\phi \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot F'_{ASD} \quad \rightarrow \quad F' = K_F \cdot \left(\frac{\phi \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_{adm}$$

- Para el diseño por **Flexión**: $F'_b = K_F \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_m$
- Para el diseño por **Corte**: $F'_v = K_F \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_v$

- Para el diseño por **Tracción**:
$$F'_t = K_F \cdot \left(\frac{\phi_t \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_t$$
- Para el diseño por **Compresión Paralela**:
$$F'_{c//} = K_F \cdot \left(\frac{\phi_c \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_{c//}$$
- Para el diseño por **Compresión Perpendicular**:
$$F'_{c\perp} = K_F \cdot \phi_c \cdot \lambda \cdot f_{c\perp}$$

2.26. MÓDULO DE ELASTICIDAD.

2.26.1. Módulo de elasticidad para el método ASD.

Aquí se considera el módulo de elasticidad o de Young (E) aplicable para elementos en flexión, tracción o compresión en la dirección paralela a las fibras.

El “*Manual de diseño para maderas del Grupo Andino*”, presenta dos valores de módulo de elasticidad para cada grupo de madera estructural para usarlos bajo la metodología **ASD**.

Los valores mencionados son:

- Módulo de elasticidad admisible para cálculos de flecha en vigas: “E_{prom}” (promedio).
- Módulo de elasticidad admisible para cálculos de estabilidad de vigas y columnas: “E_{mín}” (mínimo).

El valor de “E_{mín}” deberá utilizarse cuando se vaya a realizar un análisis y diseño de un elemento estructural (individual), y el valor de “E_{prom}” cuando entre varios elementos estructurales exista una acción de conjunto garantizada, como en el caso de viguetas y entablados.

Se recomienda usar el módulo de elasticidad promedio “E_{prom}” para el diseño de entramados (pie derechos) pero el módulo mínimo de elasticidad mínimo “E_{mín}” para columnas, debido a que estas últimas trabajan aisladamente por lo que es necesario garantizar que las propiedades que intervienen en la determinación de su resistencia sean iguales o mayores a las supuestas.

2.26.2. Módulo de elasticidad para el método LRFD.

Aplicando el mismo criterio aplicado en el cálculo de las tensiones de diseño para la LRFD, obtenemos los módulos de elasticidad ajustados (E' y E'_{\min}) en función a los valores admisibles dados en el “Manual de diseño para maderas del Grupo Andino”.

- Módulo de elasticidad para los cálculos de flecha en vigas:

$$\begin{cases} E'_{ASD} = E \cdot C_i \cdot C_M \cdot C_t \\ E'_{LRFD} = E \cdot C_i \cdot C_M \cdot C_t \end{cases}$$

Combinando ambas ecuaciones, se obtiene el “Valor de diseño ajustado” para la LRFD:

$$E'_{LRFD} = E'_{ASD} \rightarrow E' = E_{\text{prom}}$$

- Módulo de elasticidad para los cálculos de estabilidad de vigas y columnas:

$$\begin{cases} E'_{\min-ASD} = E_{\min} \cdot (C_i \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_T) \\ E'_{\min-LRFD} = E_{\min} \cdot K_F \cdot \phi_s \cdot (C_i \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_T) \end{cases}$$

Combinando ambas ecuaciones, se obtiene el “Valor de diseño ajustado” para la LRFD:

$$E'_{\min-LRFD} = (K_F \cdot \phi_s) \cdot E'_{\min-ASD} \rightarrow E'_{\min} = (K_F \cdot \phi_s) \cdot E_{\min}$$

La forma en que se aplican todos estos conceptos, valores y observaciones es la siguiente.

CAPÍTULO 3

DESARROLLO DE LOS EJEMPLOS Y LOS CÁLCULOS

3.1. CARGAS Y PRESIONES EN ENCOFRADOS. EJEMPLOS.

Ejemplo 1: Determinar la carga total de diseño para el encofrado de una losa de hormigón de 15 [cm] de espesor, con un peso unitario de 24,0 [kN/m³]. No se utilizarán carretillas motorizadas.

Solución: La presión vertical sobre el encofrado de la losa será calculada como sigue:

Carga muerta de hormigón:

$$= 24,0 \text{ [kN/m}^3\text{]} \times 0,15 \text{ [m]}$$

$$= 3,6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Carga muerta estimada del material de encofrados:

$$= 0,5 \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ (Mínimo asumido)}$$

Carga viva de trabajadores, herramientas y equipo:

$$= 2,4 \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ (Mínimo asumido)}$$

Carga total de diseño:

$$= (3,6+0,5) \text{ por carga muerta} + 2,4 \text{ por carga viva}$$

$$= 6,5 \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ (Mínimo)}$$

Además, de acuerdo al ACI-347, se verifica que:

$$6,5 \text{ [kN/m}^2\text{]} > 4,8 \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ (Mínimo)} \checkmark$$

NOTA.- Con la finalidad de facilitar el cálculo de éstas cargas, para los diferentes espesores de losas macizas se tienen tabulados los valores de las cargas verticales mínimas de diseño para encofrados, en la tabla Anexo 11.

Ejemplo 2: Determinar la carga total de diseño para el encofrado de una viga aislada de hormigón de 30 [cm] de ancho y 50 [cm] de altura, con un peso unitario de 24,0 [kN/m³]. No se utilizarán carretillas motorizadas.

Solución: La carga vertical uniforme por metro lineal que actúa sobre el encofrado de la viga que se la calcula como sigue a continuación:

Carga muerta de hormigón:

$$= 24,0 \text{ [kN/m}^3\text{]} \times (0,30 \text{ [m]} \times 0,50 \text{ [m]})$$

$$= 3,60 \text{ [kN/m]}$$

Carga muerta estimada del material de encofrados y equipo:

$$= 0,5 \text{ [kN/m}^2\text{]} \times 0,30 \text{ [m]}$$

$$= 0,15 \text{ [kN/m]} \text{ (Mínimo)}$$

Carga viva de trabajadores y herramientas:

$$= 2,4 \text{ [kN/m}^2\text{]} \times 0,30 \text{ [m]}$$

$$= 0,72 \text{ [kN/m]} \text{ (Mínimo)}$$

Carga total de diseño:

$$= (3,60 + 0,15) \text{ carga muerta} + 0,72 \text{ carga viva}$$

$$= 4,47 \text{ [kN/m]}$$

Ejemplo 3: Determinar la carga total de diseño de cada puntal que soportará el vaciado de un sistema de piso de hormigón, si serán colocados a cada 1,5 [m] en cada dirección. La losa de hormigón tiene un peso unitario de 24,0 [kN/m³] y un espesor de 12 [cm]. Para el transporte y vaciado del hormigón se utilizarán carretillas motorizadas

Solución: La carga vertical concentrada actuante sobre cada soporte se la calcula como sigue a continuación:

Carga muerta de hormigón:

$$= 24,0 \text{ [kN/m}^3\text{]} \times (1,5 \text{ [m]} \times 1,5 \text{ [m]} \times 0,12 \text{ [m]})$$

$$= 6,48 \text{ [kN]}$$

Carga muerta estimada del material de encofrados y equipo:

$$= 0,5 \text{ [kN/m}^2\text{]} \times (1,5 \text{ [m]} \times 1,5 \text{ [m]})$$

$$= 1,12 \text{ [kN]}$$

Carga viva de trabajadores utilizando carretillas motorizadas:

$$= 3,6 \text{ [kN/m}^2\text{]} \times (1,5 \text{ [m]} \times 1,5 \text{ [m]})$$

$$= 8,10 \text{ [kN]}$$

Carga total de diseño:

$$= (6,48 + 1,12) \text{ carga muerta} + 8,10 \text{ carga viva}$$

$$= 15,70 \text{ [kN]}$$

Ejemplo 4: El encofrado de un muro de 3,6 [m] de alto se llenará con un hormigón de 24,0 [kN/m³] a una temperatura de 20 °C. El cemento usado es Tipo I sin retardador. El hormigón se colocará con vibración interna normal a una profundidad menor a 1,2 [m]. La velocidad de vaciado del hormigón será de 1,5 [m/h]. Realizar el análisis de la distribución de presiones laterales sobre el encofrado.

Solución: De la tabla **Anexo 12**, $C_w = 1,0$ y de la tabla **Anexo 13**, $C_c = 1,0$. La velocidad de vaciado es inferior a 2,1 [m/h] y la altura de vaciado es menor a 4,2 [m], por lo tanto, se puede calcular la presión lateral de la siguiente manera:

$$P_m = C_w \cdot C_c \cdot \left(7,2 + \frac{785 \cdot R}{T + 17,8} \right)$$

$$P_m = (1,0) \cdot (1,0) \cdot \left(7,2 + \frac{785 \cdot (1,5)}{20 + 17,8} \right) \rightarrow P_m = 38,4 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

- Límite de presión inferior: $P_{m-\text{mín}} = 30 \cdot C_w = 30 \cdot (1,0) = 30,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- Límite de presión superior: $P_{m-\text{máx}} = \gamma_{H^{\circ}} \cdot h = 24,0 \cdot (3,6) = 86,4 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

El valor de presión calculado de 38,4 [kN/m²], está por encima del mínimo establecido de 30,0 [kN/m²] y por debajo del máximo establecido de 86,4 [kN/m²]. Por lo tanto, para el diseño de encofrados se usará una presión lateral de 38,4 [kN/m²]. Ésta presión se producirá a una profundidad de:

$$h = \frac{P_m}{\gamma_{H^{\circ}}} = \frac{38,4}{24,0} \rightarrow h = 1,6 \text{ [m]}$$

por debajo de la parte superior del encofrado, tal y como se muestra en la Figura No. 45.

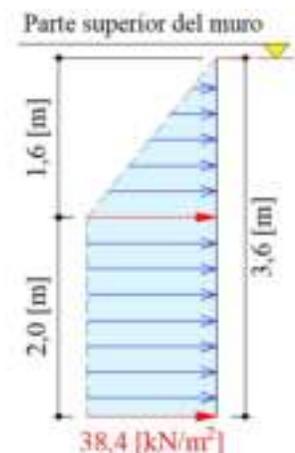


Figura No. 45 Distribución de la presión del hormigón para el Ejemplo 4.

Ejemplo 5: El encofrado de un muro de 2,5 [m] de alto se llena con un hormigón de 24,0 [kN/m³], a una temperatura de 15 °C. El cemento usado es Tipo I con retardador. El hormigón se colocará con vibración interna normal a una profundidad menor a 1,2 [m]. La velocidad de vaciado del hormigón será de 3,0 [m/h]. Realizar el análisis de la distribución de presiones laterales sobre el encofrado.

Solución: De la tabla **Anexo 12**, $C_w = 1,0$ y de la tabla **Anexo 13**, $C_c = 1,2$. La velocidad de vaciado está entre 2,1 y 4,5 [m/h], y la altura de vaciado es menor a 4,2 [m]. Por lo tanto, la presión lateral se la puede calcular de la siguiente manera:

$$P_m = C_w \cdot C_c \cdot \left(7,2 + \frac{1156 + 244 \cdot R}{T + 17,8} \right)$$

$$P_m = (1,0) \cdot (1,2) \cdot \left(7,2 + \frac{1156 + 244 \cdot (3,0)}{15 + 17,8} \right) \rightarrow P_m = 77,7 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

- Límite de presión inferior: $P_{m-\text{mín}} = 30 \cdot C_w = 30 \cdot (1,0) = 30,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- Límite de presión superior: $P_{m-\text{máx}} = \gamma_H \cdot h = 24,0 \cdot (2,5) = 60,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

El valor de presión calculado de 77,7 [kN/m²], está por encima del mínimo establecido de 30,0 [kN/m²], pero también del máximo establecido de 60,0 [kN/m²]. Por lo tanto, para el diseño del encofrado la presión lateral a usarse será 60,0 [kN/m²], con una distribución de presiones tal y como se muestra en la Figura No. 46.

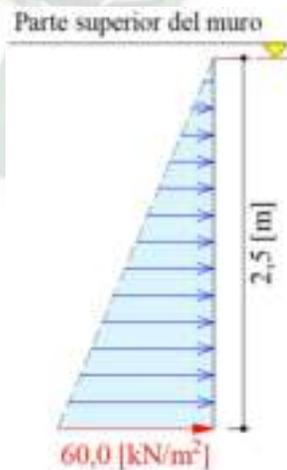


Figura No. 46 Distribución de la presión del hormigón para el Ejemplo 5.

Ejemplo 6: El encofrado de un muro de hormigón mide 3,2 [m] de alto, 30 [cm] de espesor y 25,0 [m] de largo. El hormigón será vaciado por una bomba con una capacidad de 14,0 [m³/h] a una temperatura de 25 °C. El peso específico del hormigón es de 24,0 [kN/m³] con cemento Tipo I sin aditivos ni mezclas. Realizar el análisis de la distribución de presiones laterales sobre el encofrado.

Solución: De la tabla **Anexo 12**, $C_w = 1,0$ y de la tabla **Anexo 13**, $C_c = 1,0$. La velocidad de vaciado “R” en [m/h] se puede calcular de la siguiente manera:

$$R = \frac{\text{Volumen bombeado por unidad de Tiempo}}{\text{Volumen bombeado por cada 1,0 [m] de altura de muro}}$$

$$R = \frac{14,0 [\text{m}^3 / \text{h}]}{\frac{(0,30) \cdot (25,0) \cdot (1,0) [\text{m}^3]}{1,0 [\text{m}]}} \rightarrow R = 1,9 [\text{m} / \text{h}]$$

La velocidad de vaciado es inferior a 2,1 [m/h] y la altura de la pared es inferior a los 4,2 [m]; por lo tanto, se puede calcular la presión lateral como sigue a continuación:

$$P_m = C_w \cdot C_c \cdot \left(7,2 + \frac{785 \cdot R}{T + 17,8} \right)$$

$$P_m = (1,0) \cdot (1,0) \cdot \left(7,2 + \frac{785 \cdot (1,9)}{25 + 17,8} \right) \rightarrow P_m = 42,0 [\text{kN} / \text{m}^2]$$

- Límite de presión inferior: $P_{m-\text{mín}} = 30 \cdot C_w = 30 \cdot (1,0) = 30,0 [\text{kN}/\text{m}^2]$
- Límite de presión superior: $P_{m-\text{máx}} = \gamma_{H^{\circ}} \cdot h = 24,0 \cdot (3,2) = 76,8 [\text{kN}/\text{m}^2]$

El valor de presión calculado “ P_m ” es 42,0 [kN/m²], que está por encima del mínimo de 30,0 [kN/m²] y por debajo del máximo de 76,8 [kN/m²]. Por lo tanto, para el diseño de encofrados se usará una presión lateral de 42,0 [kN/m²]. Ésta presión se producirá a una profundidad de:

$$h = \frac{P_m}{\gamma_{H^{\circ}}} = \frac{42,0}{24,0} \rightarrow h = 1,8 [\text{m}]$$

por debajo de la parte superior del encofrado, tal y como se muestra en la Figura No. 47.

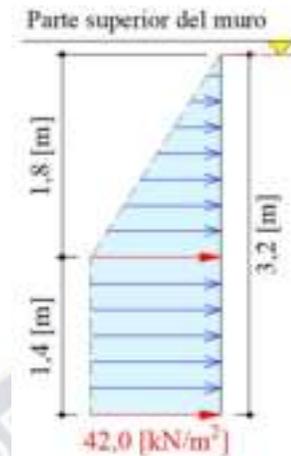


Figura No. 47 Distribución de la presión del hormigón para el Ejemplo 6.

Ejemplo 7: Determinar la presión de diseño para el encofrado de un muro de 2,5 [m] de alto, que se verterá a razón de 2,0 [m/h], con un hormigón de 24,0 [kN/m³], a una temperatura de 10 °C. Asumir $C_w = 1,0$ y $C_c = 1,0$.

Solución: De la tabla **Anexo 14**, se tiene que la presión es de 63,7 [kN/m²]. Sin embargo, la presión está limitada superiormente a: $P_m = \gamma_H \cdot h = (24,0) \cdot (1,8) = 43,2$ [kN/m²]
Concluyéndose que 43,2 [kN/m²] es la presión lateral de diseño del encofrado.

Ejemplo 8: Determinar la presión de diseño para el encofrado de un muro de 4,0 [m] de alto, que se llena a razón de 3,5 [m/h], con un hormigón de 24,0 [kN/m³], a una temperatura de 25 °C. Asumir $C_w = 1,0$ y $C_c = 1,0$.

Solución: De la tabla **Anexo 14**, se tiene que la presión es de 54,2 [kN/m²]. Sin embargo, la presión está limitada superiormente a: $P_m = \gamma_H \cdot h = (24,0) \cdot (4,0) = 96,0$ [kN/m²]
Concluyéndose que 54,2 [kN/m²] es la presión lateral de diseño del encofrado.

Ejemplo 9: Determinar la presión lateral de diseño para el encofrado de un muro de 4,5 [m] de alto, que se llena a razón de 3,5 [m/h], con un hormigón de 24,0 [kN/m³], a una temperatura de 20 °C. Asumir $C_w = 1,0$ y $C_c = 1,0$.

Solución: De la tabla **Anexo 15**, se tiene que la presión es de 60,4 [kN/m²]. Sin embargo, la presión está limitada superiormente a: $P_m = \gamma_H \cdot h = (24,0) \cdot (4,5) = 108,0$ [kN/m²]
Concluyéndose que 60,4 [kN/m²] es la presión de diseño del encofrado.

Ejemplo 10: El encofrado de una columna de 4,0 [m] de alto se llenará con un hormigón de 24,0 [kN/m³], a una temperatura de 10 °C. El cemento usado es Tipo I sin retardador. El hormigón se colocará con vibración interna normal a una profundidad menor a 1,2 [m]. La velocidad de vaciado del hormigón será de 2,0 [m/h]. Realizar el análisis de la distribución de presiones laterales sobre el encofrado.

Solución: De la tabla **Anexo 12**, $C_w = 1,0$ y de la tabla **Anexo 13**, $C_c = 1,0$. La presión lateral se la calcula de la siguiente manera:

$$P_m = C_w \cdot C_c \cdot \left(7,2 + \frac{785 \cdot R}{T + 17,8} \right)$$

$$P_m = (1,0) \cdot (1,0) \cdot \left(7,2 + \frac{785 \cdot (2,0)}{10 + 17,8} \right) \rightarrow P_m = 63,7 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

- Límite de presión inferior: $P_{m-\text{mín}} = 30 \cdot C_w = 30 \cdot (1,0) = 30,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- Límite de presión superior: $P_{m-\text{máx}} = \gamma_{H^{\circ}} \cdot h = 24,0 \cdot (4,0) = 96,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

El valor de presión calculado de 63,7 [kN/m²], está por encima del mínimo establecido de 30,0 [kN/m²] y por debajo del máximo establecido de 96,0 [kN/m²]. Por lo tanto, para el diseño de encofrados se usará una presión lateral de 63,7 [kN/m²]. Ésta presión se producirá a una profundidad de:

$$h = \frac{P_m}{\gamma_{H^{\circ}}} = \frac{63,7}{24,0} \rightarrow h = 2,7 \text{ [m]}$$

por debajo de la parte superior del encofrado, tal y como se muestra en la Figura No. 48.

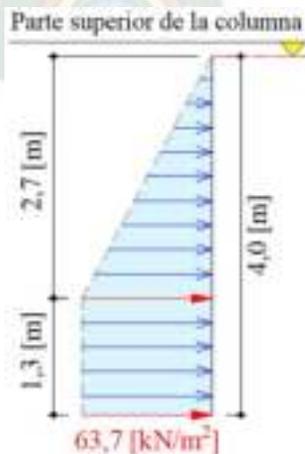


Figura No. 48 Distribución de la presión del hormigón para el Ejemplo 10.

Ejemplo 11: Un encofrado de una columna de 3,5 [m] de alto se llenará con hormigón de 24,0 [kN/m³], a una temperatura de 15 °C. El cemento usado es Tipo I con retardador. El hormigón se colocará con vibración interna normal a una profundidad menor a 1,2 [m]. Se estima vaciar el hormigón en 1 [h]. Realizar el análisis de la distribución de presiones laterales sobre el encofrado.

Solución: La velocidad de llenado “R” se lo puede calcular de la siguiente manera:

$$R = \frac{3,5 \text{ [m]}}{1,0 \text{ [h]}} = 3,5 \text{ [m/h]}$$

De la tabla **Anexo 12**, el valor de $C_w = 1,0$ y de la tabla **Anexo 13**, el valor de $C_c = 1,2$. La presión lateral se la calcula como sigue a continuación:

$$P_m = C_w \cdot C_c \cdot \left(7,2 + \frac{785 \cdot R}{T + 17,8} \right)$$

$$P_m = (1,0) \cdot (1,2) \cdot \left(7,2 + \frac{785 \cdot (3,5)}{15 + 17,8} \right) \rightarrow P_m = 109,2 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

- Límite de presión inferior: $P_{m-\text{mín}} = 30 \cdot C_w = 30 \cdot (1,0) = 30,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- Límite de presión superior: $P_{m-\text{máx}} = \gamma_H \cdot h = 24,0 \cdot (3,5) = 84,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

El valor de presión calculado de 109,2 [kN/m²], está por encima del mínimo establecido de 30,0 [kN/m²], pero también del máximo establecido de 84,0 [kN/m²]. Por lo tanto, para el diseño del encofrado la presión lateral a usarse será 84,0 [kN/m²], con una distribución de presiones tal y como se muestra en la Figura No. 49.

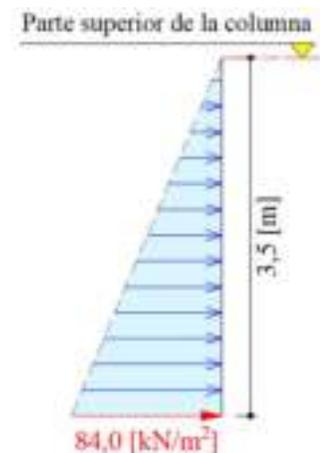


Figura No. 49 Distribución de la presión del hormigón para el Ejemplo 11.

Ejemplo 12: Se bombeará un hormigón con un peso unitario de $24,0 \text{ [kN/m}^3\text{]}$ desde la base de una columna de $3,0 \text{ [m]}$ de altura. Determinar la presión lateral de diseño sobre el encofrado.

Solución: Debido a que el hormigón se bombea desde la base del encofrado, la presión lateral máxima del hormigón en el encofrado es la presión hidrostática “ $\gamma_H \cdot h$ ” más una asignación “mínima” del 25% para la presión de bombeo de la bomba. Por tanto, la presión lateral mínima de diseño se lo puede calcular de la siguiente manera:

$$P_m = 1,25 \cdot (\gamma_H \cdot h) = 1,25 \cdot (24,0 \cdot 3,0)$$

$$P_m = 90,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

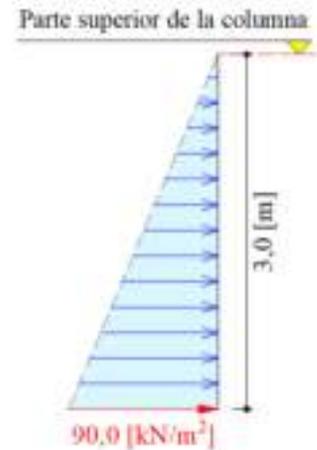


Figura No. 50 Distribución de la presión del hormigón para el Ejemplo 12.

Ejemplo 13: Para el encofrado de una columna de $2,5 \text{ [m]}$ de alto, que se llenará a razón de $1,5 \text{ [m/h]}$, con un hormigón de $24,0 \text{ [kN/m}^3\text{]}$, a una temperatura de $30 \text{ }^\circ\text{C}$, determinar la presión de diseño.

Solución: De la tabla **Anexo 16**, se tiene que la presión es de $31,8 \text{ [kN/m}^2\text{]}$. Sin embargo, la presión está limitada superiormente a:

$$P_m = \gamma_H \cdot h = (24,0) \cdot (2,5) = 60,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Concluyéndose que $31,8 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ es la presión de diseño del encofrado.

Ejemplo 14: Para el encofrado de una columna de $3,6 \text{ [m]}$ de alto, que se llenará a razón de $4,0 \text{ [m/h]}$, con un hormigón de $24,0 \text{ [kN/m}^3\text{]}$, a una temperatura de $15 \text{ }^\circ\text{C}$, determinar la presión de diseño.

Solución: De la tabla **Anexo 16**, se tiene que la presión es de $102,9 \text{ [kN/m}^2\text{]}$. Sin embargo, la presión está limitada superiormente a:

$$P_m = \gamma_H \cdot h = (24,0) \cdot (3,6) = 86,4 \text{ [kN/m}^2\text{]}.$$

Concluyéndose que $86,4 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ es la presión de diseño del encofrado.

3.2. DISEÑO DE UNA VIGA. EJEMPLO.

3.2.1. DISEÑO DE UNA VIGA SEGÚN LA “ASD”.

Realizar el diseño de las vigas de un entramado para un techo que se encuentran bajo las siguientes condiciones.

- Longitud de cálculo de la Viga: $L_c = 3,90$ [m]
- Separación entre vigas: $e = 0,50$ [m]
- Carga muerta: $D = 0,75$ [kN/m²]
- Carga viva del techo: $L_r = 0,95$ [kN/m²]
- Tensiones admisibles para maderas del GRUPO A:
 - $f_m = 20580,0$ [kN/m²]
 - $f_v = 1470,0$ [kN/m²]
 - $f_{c\perp} = 3920,0$ [kN/m²]
 - $E_{prom} = 12740000$ [kN/m²]
- El revestimiento del entramado evita el pandeo lateral.
- Límite de deflexión para “L/240”.
- Madera en condiciones secas, menores a 19% de contenido de humedad.
- Temperatura ambiente media: $T=15$ [°C].

PASO 1. ESQUEMA DEL ENTRAMADO.



PASO 2. EVALUACIÓN DE CARGAS Y ESFUERZOS.

Carga de Diseño.

Combinación de carga requerida según la ASD:

$$\sum \gamma \cdot Q = D + L_r$$

Las cargas uniformes se obtienen multiplicando las cargas de diseño dadas por el ancho tributario:

$$w_D = D \cdot e = 0,75 \cdot 0,50 \quad \rightarrow \quad w_D = 0,38 \text{ [kN/m]}$$

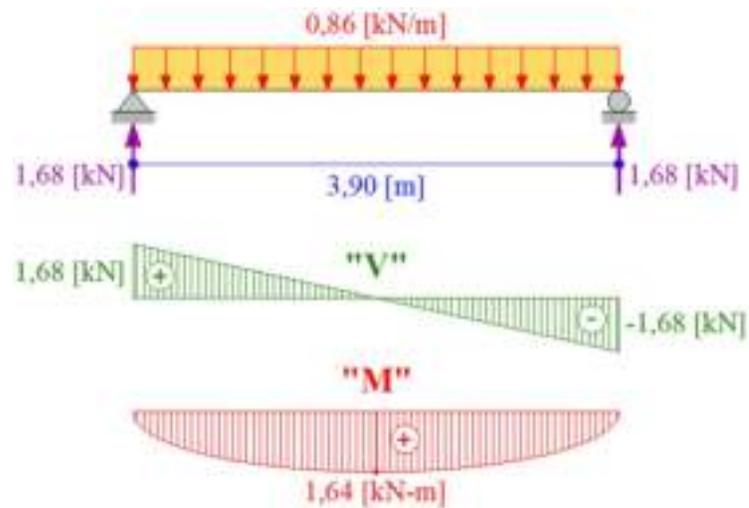
$$w_L = L_r \cdot e = 0,95 \cdot 0,50 \quad \rightarrow \quad w_L = 0,48 \text{ [kN/m]}$$

Siendo la Carga Total de diseño:

$$w_T = w_D + w_L = 0,38 + 0,48 \rightarrow w_T = 0,86 \text{ [kN/m]}$$

Diagrama de esfuerzos.

Para este cometido, tomamos en cuenta la carga “ w_T ”:



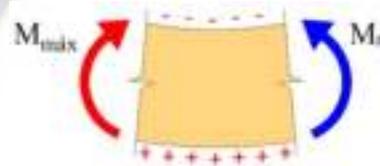
PASO 3. DISEÑO POR FLEXIÓN.

Modulo resistente necesario.

Debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \rightarrow M_{\text{máx}} \leq f_m \cdot S$$

$$S \geq \frac{M_{\text{máx}}}{f_m}$$



dónde:

- $M_{\text{máx}} = 1,64 \text{ [kN-m]}$
- $f_m = 20580,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 22638,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando valores:

$$S_{\text{nec}} \geq \frac{M_{\text{máx}}}{f_m} = \frac{1,64}{22638,0}$$

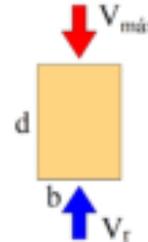
$$S_{\text{nec}} \geq 7,24 \times 10^{-5} \text{ [m}^3\text{]} = 72,4 \text{ [cm}^3\text{]}$$

PASO 4. DISEÑO POR CORTE.**Área necesaria.**

Debe cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_r \quad \rightarrow \quad V_{\text{máx}} \leq \frac{2}{3} \cdot f_v \cdot (b \cdot d)$$

$$(b \cdot d) \geq \frac{3}{2} \cdot \left(\frac{V_{\text{máx}}}{f_v} \right)$$



dónde:

- $V_{\text{máx}} = 1,68$ [kN/m]
- $f_v = 1470,0$ [kN/m²] + 10% = 1617,0 [kN/m²]

Reemplazando valores:

$$(b \cdot d)_{\text{nec}} \geq \frac{3}{2} \cdot \left(\frac{V_{\text{máx}}}{f_v} \right) = \frac{3}{2} \cdot \left(\frac{1,68}{1617,0} \right)$$

$$(b \cdot d)_{\text{nec}} \geq 1,56 \times 10^{-3} \text{ [m}^2\text{]} = 15,6 \text{ [cm}^2\text{]}$$

PASO 5. DISEÑO POR DEFLEXIÓN.**Momento de Inercia necesario.**

Debe cumplirse que:

$$\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{w \cdot L^4}{E \cdot I} \right) \leq \frac{L}{240} \quad \rightarrow \quad I \geq \frac{25}{8} \cdot \left(\frac{w \cdot L^3}{E} \right)$$

dónde:

- $w = w_T = 0,86$ [kN/m]
- $L = L_c = 3,90$ [m]
- $E = E_{\text{prom}} = 12740000$ [kN/m²]

Reemplazando valores:

$$I_{\text{nec}} \geq \frac{25}{8} \cdot \left(\frac{w_T \cdot L_c^3}{E_{\text{prom}}} \right) = \frac{25}{8} \cdot \left(\frac{0,86 \cdot 3,90^3}{12740000} \right)$$

$$I_{\text{nec}} \geq 1,2513 \times 10^{-5} \text{ [m}^4\text{]} = 1251,3 \text{ [cm}^4\text{]}$$

En resumen, las condiciones que debe cumplir la escuadría de cada viga son:

$$A_{nec} \geq 15,6 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$I_{nec} \geq 1251,3 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$S_{nec} \geq 72,4 \text{ [cm}^3\text{]}$$

PASO 6. SELECCIÓN DE ESCUADRÍA.

De la tabla **Anexo 5**, se tiene que, la escuadría adecuada es:

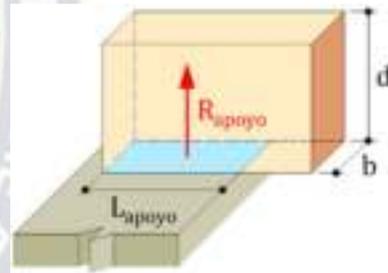
$$\begin{aligned} \mathbf{1 \text{ piezas } 2'' \times 7''} &\rightarrow A = 66,0 \text{ [cm}^2\text{]} \\ &I_x = 1497,4 \text{ [cm}^4\text{]} \\ &S_x = 181,5 \text{ [cm}^3\text{]} \end{aligned}$$

PASO 7. DISEÑO DEL APOYO.

La evaluación del apoyo requiere el conocimiento de las condiciones de apoyo. Sin esta información, simplemente se determinará la longitud mínima del apoyo.

$$f_{c\perp} \geq \frac{R_{\text{apoyo}}}{A_{\text{apoyo}}} = \frac{R_{\text{apoyo}}}{L_{\text{apoyo}} \cdot b_{\text{viga}}}$$

$$L_{\text{apoyo}} \geq \frac{R_{\text{apoyo}}}{b_{\text{viga}} \cdot f_{c\perp}}$$



dónde:

- $R_{\text{apoyo}} = 1,68 \text{ [kN]}$
- $b_{\text{viga}} = 2 \text{ [pulg]} = 0,04 \text{ [m]}$
- $f_{c\perp} = 3920,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando valores:

$$L_{\text{apoyo}} \geq \frac{1,68}{0,04 \cdot 3920,0} = 1,07 \times 10^{-2} \text{ [m]}$$

$$L_{\text{apoyo}} \geq 1,1 \text{ [cm]}$$

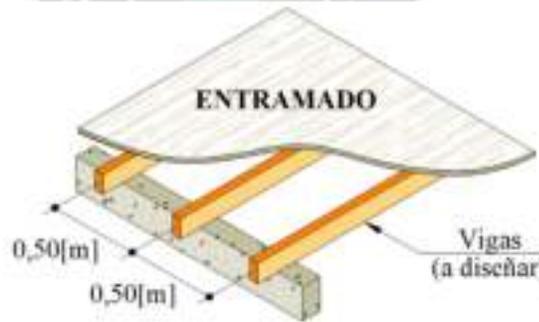
∴ Todas las condiciones prácticas de apoyo proporcionan longitudes de apoyo por encima de este valor mínimo.

3.2.2. DISEÑO DE UNA VIGA SEGÚN LA “LRFD”.

Realizar el diseño de las vigas de un entramado para un techo que se encuentran bajo las siguientes condiciones.

- Longitud de cálculo de la Viga: $L_c = 3,90$ [m]
- Separación entre vigas: $e = 0,50$ [m]
- Carga muerta: $D = 0,75$ [kN/m²]
- Carga viva del techo: $L_r = 0,95$ [kN/m²]
- Tensiones admisibles para maderas del GRUPO A:
 - $f_m = 20580,0$ [kN/m²]
 - $f_v = 1470,0$ [kN/m²]
 - $f_{c\perp} = 3920,0$ [kN/m²]
 - $E_{prom} = 12740000$ [kN/m²]
- El revestimiento del entramado evita el pandeo lateral.
- Límite de deflexión para “L/240”.
- Madera en condiciones secas, menores a 19% de contenido de humedad.
- Temperatura ambiente media: $T=15$ [°C].

PASO 1. ESQUEMA DEL ENTRAMADO.



PASO 2. EVALUACIÓN DE CARGAS Y ESFUERZOS.

Carga de Diseño.

Combinación de carga requerida según la LRFD: $\sum \gamma \cdot Q = 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L_r$

Las cargas uniformes se obtienen multiplicando las cargas de diseño dadas por el ancho tributario:

$$w_D = D \cdot e = 0,75 \cdot 0,50 \quad \rightarrow \quad w_D = 0,38 \text{ [kN/m]}$$

$$w_L = L_r \cdot e = 0,95 \cdot 0,50 \quad \rightarrow \quad w_L = 0,48 \text{ [kN/m]}$$

Carga Total en servicio:

$$w_T = w_D + w_L = 0,38 + 0,48 \rightarrow w_T = 0,86 \text{ [kN/m]}$$

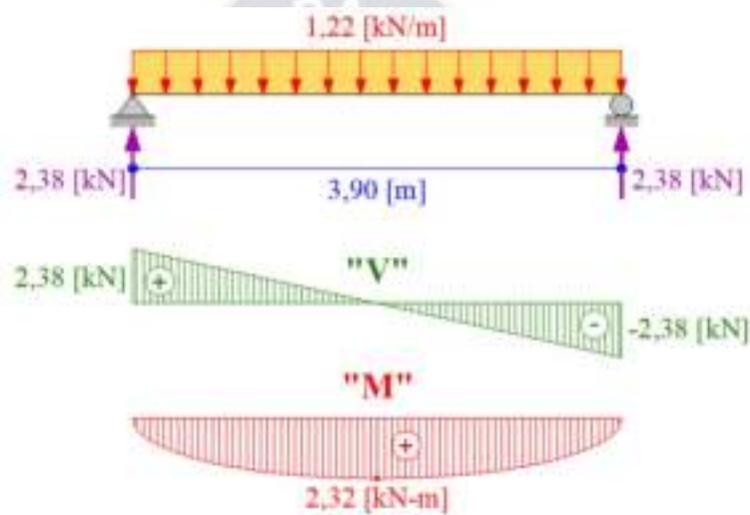
Carga Total factorizada de diseño:

$$w_{T(d)} = 1,2 \cdot w_D + 1,6 \cdot w_L = 1,2 \cdot (0,38) + 1,6 \cdot (0,48)$$

$$w_{T(d)} = 1,22 \text{ [kN/m]}$$

Diagrama de esfuerzos.

Para este cometido, tomamos en cuenta la carga “ $w_{T(d)}$ ”:



PASO 3. DISEÑO POR FLEXIÓN.

Esfuerzo a Flexión Ajustado:

$$F'_b = K_F \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_m$$

dónde:

- $K_F = 2,16/\phi_b$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_m = 20580,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 22638,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

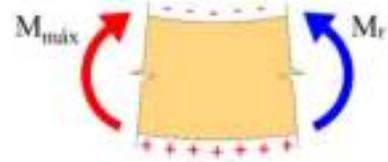
$$F'_b = \left(\frac{2,16}{\phi_b} \right) \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (22638,0) \rightarrow F'_b = 23471,1 \text{ [kN / m}^2\text{]}$$

Módulo resistente necesario por Flexión.

Debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \quad \rightarrow \quad M_{\text{máx}} \leq F'_b \cdot S$$

$$S \geq \frac{M_{\text{máx}}}{F'_b}$$



dónde:

– $M_{\text{máx}} = 2,32 \text{ [kN-m]}$

Reemplazando valores:

$$S_{\text{nec}} \geq \frac{M_{\text{máx}}}{F'_b} = \frac{2,32}{23471,1}$$

$$S_{\text{nec}} \geq 9,88 \times 10^{-5} \text{ [m}^3\text{]} = 98,8 \text{ [cm}^3\text{]}$$

PASO 4. DISEÑO POR CORTE.

Esfuerzo a Corte Ajustado:

$$F'_v = K_F \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_v$$

dónde:

- $K_F = 2,16/\phi_v$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_v = 1470,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 1617,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

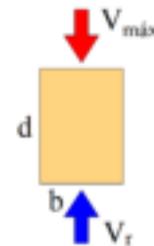
$$F'_v = \left(\frac{2,16}{\phi_v} \right) \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (1617,0) \quad \rightarrow \quad F'_v = 1676,5 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Área necesaria.

Debe cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_r \quad \rightarrow \quad V_{\text{máx}} \leq \frac{2}{3} \cdot F'_v \cdot (b \cdot d)$$

$$(b \cdot d) \geq \frac{3}{2} \cdot \left(\frac{V_{\text{máx}}}{F'_v} \right)$$



dónde:

– $V_{\text{máx}} = 2,38 \text{ [kN/m]}$

Reemplazando valores:

$$(b \cdot d)_{nec} \geq \frac{3}{2} \cdot \left(\frac{V_{m\acute{a}x}}{F'_v} \right) = \frac{3}{2} \cdot \left(\frac{2,38}{1676,5} \right)$$

$$(b \cdot d)_{nec} \geq 2,13 \times 10^{-3} \text{ [m}^2\text{]} = 21,3 \text{ [cm}^2\text{]}$$

PASO 5. DISEÑO POR DEFLEXIÓN.

Momento de Inercia necesario.

Debe cumplirse que:

$$\Delta_{m\acute{a}x} \leq \Delta_{adm} \quad \rightarrow \quad \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{w \cdot L^4}{E \cdot I} \right) \leq \frac{L}{240} \quad \rightarrow \quad I \geq \frac{25}{8} \cdot \left(\frac{w \cdot L^3}{E} \right)$$

dónde:

- $w = w_T = 0,86 \text{ [kN/m]}$ (en servicio)
- $L = L_c = 3,90 \text{ [m]}$
- $E = E_{prom} = 12740000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando valores:

$$I_{nec} \geq \frac{25}{8} \cdot \left(\frac{w_T \cdot L_c^3}{E_{prom}} \right) = \frac{25}{8} \cdot \left(\frac{0,86 \cdot 3,90^3}{12740000} \right)$$

$$I_{nec} \geq 1,2513 \times 10^{-5} \text{ [m}^4\text{]} = 1251,3 \text{ [cm}^4\text{]}$$

En resumen, las condiciones que debe cumplir la escuadría de cada viga son:

$$A_{nec} \geq 21,3 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$I_{nec} \geq 1251,3 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$S_{nec} \geq 98,8 \text{ [cm}^3\text{]}$$

PASO 6. SELECCIÓN DE ESCUADRÍA.

De la tabla **Anexo 5**, se tiene que, la escuadría adecuada es:

$$\boxed{\begin{array}{l} \mathbf{1 \text{ piezas } 2'' \times 7''} \quad \rightarrow \quad A = 66,0 \text{ [cm}^2\text{]} \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad I_x = 1497,4 \text{ [cm}^4\text{]} \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad S_x = 181,5 \text{ [cm}^3\text{]} \end{array}}$$

PASO 7. DISEÑO DEL APOYO.

La evaluación del apoyo requiere el conocimiento de las condiciones de apoyo. Sin esta información, simplemente se determinará la longitud mínima del apoyo.

Esfuerzo Perpendicular al Grano Ajustado:

$$F'_{c\perp} = K_F \cdot \phi_c \cdot \lambda \cdot f_{c\perp}$$

dónde:

- $K_F = 1,875/\phi_c$
- $\lambda = 0,6$
- $f_{c\perp} = 3920,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

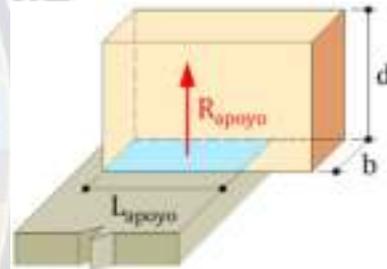
Reemplazando estos valores:

$$F'_{c\perp} = \left(\frac{1,875}{\phi_c} \right) \cdot \phi_c \cdot (0,6) \cdot (3920,0) \rightarrow F'_{c\perp} = 4410,0 \text{ [kN / m}^2\text{]}$$

Longitud Mínima de Apoyo:

$$F'_{c\perp} \geq \frac{R_{\text{apoyo}}}{A_{\text{apoyo}}} = \frac{R_{\text{apoyo}}}{L_{\text{apoyo}} \cdot b_{\text{viga}}}$$

$$L_{\text{apoyo}} \geq \frac{R_{\text{apoyo}}}{b_{\text{viga}} \cdot F'_{c\perp}}$$



dónde:

- $R_{\text{apoyo}} = 2,38 \text{ [kN]}$
- $b_{\text{viga}} = 2 \text{ [pulg]} = 0,04 \text{ [m]}$

Reemplazando valores:

$$L_{\text{apoyo}} \geq \frac{2,38}{0,04 \cdot 4410,0} = 1,3 \times 10^{-2} \text{ [m]}$$

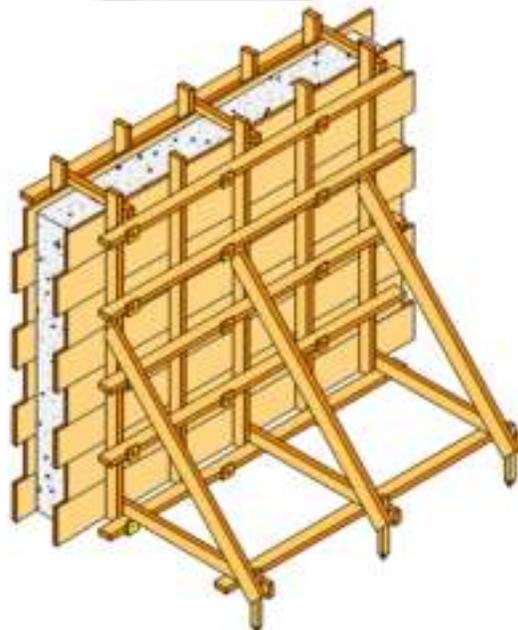
$$L_{\text{apoyo}} \geq 1,3 \text{ [cm]}$$

∴ Todas las condiciones prácticas de apoyo proporcionan longitudes de apoyo por encima de este valor mínimo.

3.3. DISEÑO DE ENCOFRADOS.

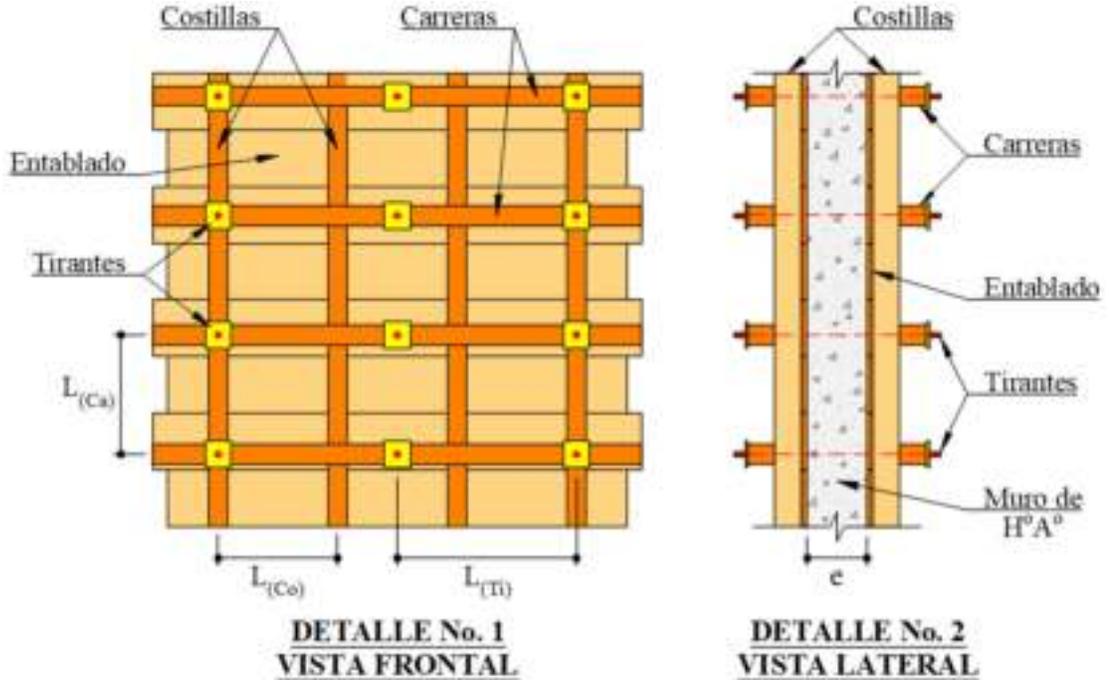
3.3.1. DISEÑO DE ENCOFRADO DE MURO (2 CARAS) SEGÚN LA “ASD”.

- Altura del muro de Hormigón: $H_{\text{muro}} = 2,50 \text{ [m]}$
- Espesor del muro: $e = 0,25 \text{ [m]}$
- Longitud del muro: $L_{\text{muro}} = 3,20 \text{ [m]}$
- Velocidad de llenado: $R = 1,00 \text{ [m/h]}$
- Peso específico del Hormigón: $\gamma_{H^{\circ}} = 24 \text{ [kN/m}^3\text{]}$
- Cemento Tipo I (sin aditivos).
- Tensiones admisibles para maderas del GRUPO B:
 - $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
 - $f_v = 1176,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
 - $f_{c\perp} = 2744,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
 - $E_{\text{prom}} = 9800000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
 - $E_{\text{min}} = 7350000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- El entablado se lo realizará con tablonces de 1”.
- La carga de trabajo admisible de los Tirantes será de 20,0 [kN].
- La carga horizontal aplicada en la parte superior del encofrado será de 1,5 [kN/m].
- Madera en condiciones secas, menores a 19% de contenido de humedad.
- Límite de deflexión para “L/360”, pero no mayor que 1/16 [pulg].
- Temperatura ambiente media: $T=15 \text{ [}^{\circ}\text{C]}$.



PASO 1. ESQUEMA DEL ENCOFRADO.

El encofrado tipo a diseñar será el siguiente:



PASO 2. PRESIÓN DEL HORMIGÓN SOBRE EL MOLDAJE.

Para muros con velocidad de llenador (R) menor a 2,1 [m/h] y alturas de vaciado (h) que no exceden los 4,2 [m], se tiene una presión lateral máxima dada por:

$$P_m = C_w \cdot C_c \cdot \left(7,2 + \frac{785 \cdot R}{T + 17,8} \right)$$

Debiendo verificarse:

$$P_{\min} \leq P_m \leq P_{\max}$$

$$30 \cdot C_w \leq P_m \leq \gamma \cdot h$$

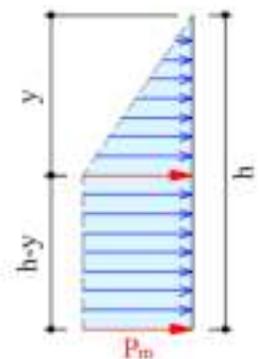
Ahora, de acuerdo a las tablas **Anexo 12** y **Anexo 13**:

- Coeficiente de peso unitario: $C_w = 1,0$
- Coeficiente químico: $C_c = 1,0$

Reemplazando estos valores, se tiene:

$$P_m = (1,0) \cdot (1,0) \cdot \left(7,2 + \frac{785 \cdot (1,00)}{15 + 17,8} \right)$$

$$P_m = 31,13 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$



Ahora, debe verificarse que “ P_m ” se encuentre en el rango dado por “ P_{\min} ” y “ P_{\max} ”:

$$P_{\min} \leq P_m \leq P_{\max}$$

$$30 \cdot C_w \leq P_m \leq \gamma_{H^\circ} \cdot h$$

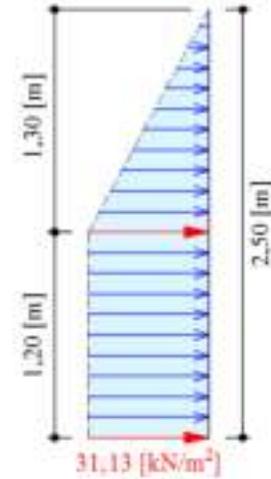
$$30 \cdot (1,0) \leq P_m \leq 24 \cdot (2,50)$$

$$30,0 \leq P_m \leq 60,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica}$$

Por tanto, el diagrama de presiones laterales será:

$$P_{\max} = \gamma_{H^\circ} \cdot h \quad \rightarrow \quad P_m = \gamma_{H^\circ} \cdot y$$

$$y = \frac{P_m}{\gamma_{H^\circ}} = \frac{31,13}{24} \quad \rightarrow \quad y = 1,30 \text{ [m]}$$



PASO 3. DISEÑO DEL ENTABLADO.

3.1) Escuadría del Entablado.

De acuerdo al enunciado de este ejemplo, podríamos optar por el uso de Tableros de 1”x8”, adecuadamente sujetas a las Costillas.

PASO 4. DISEÑO DE COSTILLAS.

4.1) Escuadría de las Costillas y Carreras.

Resulta conveniente que las Costillas y Carreras, en lo posible, tengan las mismas esquadras, además, de acuerdo al enunciado de este ejemplo, definimos el uso de Costillas y Carreras de 2”x4”.

4.2) Carga de diseño sobre los Tableros.

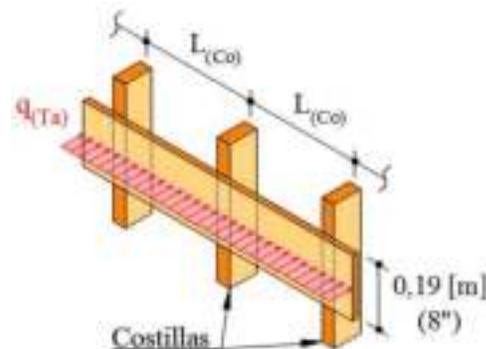
Para el presente análisis se puede considerar una amplia franja de un Tablero, con una esquadra de 1”x8”, la cual lleva una carga lateral uniformemente distribuida igual a “ $q_{(Ta)}$ ” a lo largo de toda su longitud y que tiene a las Costillas como apoyos equidistantes entre sí, asimilando a una viga continua.

La carga “ $q_{(Ta)}$ ” viene a ser:

$$q_{(Ta)} = P_m \cdot \text{ANCHO}_{(8'')}$$

$$q_{(Ta)} = 31,13 \cdot (0,19)$$

$$q_{(Ta)} = 5,91 \text{ [kN/m]}$$



4.3) Espaciamiento de Costillas por Flexión en los Tableros.

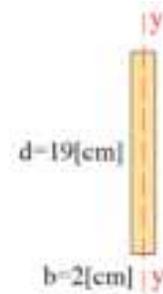
El momento flector máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es: $M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{10}$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L^2}{10} \leq f_m \cdot S \quad \rightarrow \quad L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot f_m \cdot S}{q}}$$

Donde:

- $q = q_{(Ta)} = 5,91$ [kN/m]
- $f_m = 14700,0$ [kN/m²] + 10% = 16170,0 [kN/m²]
- Para un tablero 1"x8": $S = S_y = 1,26 \times 10^{-5}$ [m³]



Reemplazando estos valores:

$$L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot f_m \cdot S_y}{q_{(Ta)}}} = \sqrt{\frac{10 \cdot (16170,0) \cdot (1,26 \times 10^{-5})}{5,91}} \quad \rightarrow \quad L \leq 0,59 \text{ [m]}$$

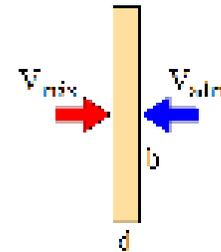
4.4) Espaciamiento de Costillas por Corte en los Tableros.

El cortante máximo, sobre el apoyo, en una viga continua es: $V_{\text{máx}} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot L$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{3}{5} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot f_v \cdot (b \cdot d)$$

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{f_v \cdot (b \cdot d)}{q} \right)$$



Donde:

- $q = q_{(Ta)} = 5,91$ [kN/m]
- $f_v = 1176,0$ [kN/m²] + 10% = 1293,6 [kN/m²]
- Para una tabla 1"x8": $b = 8$ [pulg] = 0,19 [m]
 $d = 1$ [pulg] = 0,02 [m]

Reemplazando estos valores:

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{f_v \cdot (b \cdot d)}{q_{(Ta)}} \right) = \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{1293,6 \cdot (0,19 \cdot 0,02)}{5,91} \right) \quad \rightarrow \quad L \leq 0,92 \text{ [m]}$$

Antes de definir una separación final entre las Costillas, se debe realizar un último análisis que vendría a ser el de la deflexión de los Tableros.

4.5) Espaciamiento de Costillas por Deflexión en el Entablado.

El análisis deberá realizarse de tal forma que se verifiquen las separaciones entre las Costillas para los límites admisibles de deflexión en el Entablado.

Ahora, de todos los valores posibles, para “L”, teniendo presente las recomendaciones prácticas y las razones constructivas, tomamos aquellos valores que estén dentro del rango inferior de los rangos calculados por Flexión y Corte, en nuestro caso: $L \leq 0,59$ [m] (calculado por Flexión). Seguidamente realizamos la verificación de la deflexión.

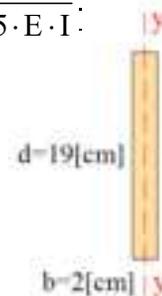
PARA $L=0,50$ [m]

La deflexión máxima en una viga continua es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I}$$

Donde:

- $q = q_{(Ta)} = 5,91$ [kN/m]
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000$ [kN/m²]
- Para una tabla 1”x8”: $I = I_y = 1,27 \times 10^{-7}$ [m⁴]



Reemplazando valores:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{(Ta)} \cdot L^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_y} = \frac{5,91 \cdot (0,50^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (1,27 \times 10^{-7})} \cdot 1000$$

$$\Delta_{\text{máx}} = 2,0 \text{ [mm]}$$

La deflexión máxima admisible de los Tableros de 1”x8” estará definida por:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L/360 \\ 1/16 \text{ [pulg]} \end{cases}$$

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} 500/360 = 1,4 \text{ [mm]} \\ 1/16 \text{ [pulg]} = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \rightarrow \Delta_{\text{adm}} \leq 1,4 \text{ [mm]}$$

Por tanto:

$$\Delta_{\text{máx}} > \Delta_{\text{adm}}$$

$$2,0 > 1,4 \text{ [mm]} \quad \times \text{ NO se verifica la Deflexión}$$

PARA L=0,40 [m]

Reemplazando valores para la deflexión máxima:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{(Ta)} \cdot L^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_y} = \frac{5,91 \cdot (0,40^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (1,27 \times 10^{-7})} \cdot 1000$$

$$\Delta_{\text{máx}} = 0,8 \text{ [mm]}$$

Ahora, reemplazando valores para la deflexión máxima admisible:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L / 360 = 400 / 360 = 1,1 \text{ [mm]} \\ 1 / 16 [\text{plg}] = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \rightarrow \Delta_{\text{adm}} \leq 1,1 \text{ [mm]}$$

Por tanto:

$$\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}}$$

$$0,8 \leq 1,1 \text{ [mm]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica la Deflexión}$$

Entonces, de acuerdo al análisis realizado por Flexión, Corte y Deflexión, podemos asumir:

$L_{(Co)}=0,40 \text{ [m]}$ como la separación entre Costillas a lo largo de todo el muro.

PASO 5. DISEÑO DE CARRERAS.**5.1) Carga de diseño sobre las Costillas.**

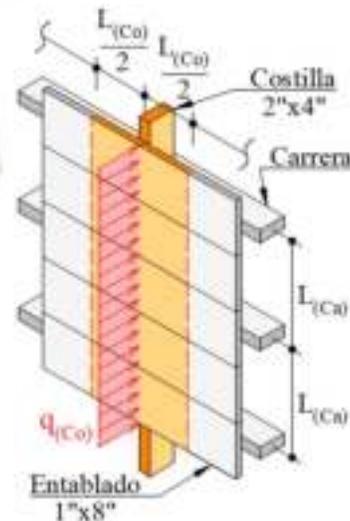
Nuevamente asumimos el modelo matemático de una viga continua, que en nuestro caso sería una Costilla, sobre la que actúa una carga uniformemente distribuida igual a “ $q_{(Co)}$ ” a lo largo de toda su longitud y que tiene a las Carreras como apoyos equidistantes entre sí.

La carga “ $q_{(Co)}$ ” viene a ser:

$$q_{(Co)} = P_m \cdot \left(\frac{L_{(Co)}}{2} + \frac{L_{(Co)}}{2} \right)$$

$$q_{(Co)} = 31,13 \cdot \left(\frac{0,40}{2} + \frac{0,40}{2} \right)$$

$$q_{(Co)} = 12,45 \text{ [kN / m]}$$



5.2) Espaciamiento de Carreras por Flexión en las Costillas.

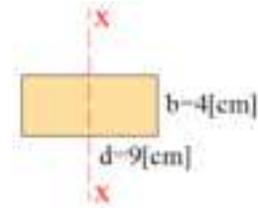
El momento flector máximo, sobre el apoyo, en una viga continua es: $M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{10}$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L^2}{10} \leq f_m \cdot S \quad \rightarrow \quad L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot f_m \cdot S}{q}}$$

Donde:

- $q = q_{(Co)} = 12,45$ [kN/m]
- $f_m = 14700,0$ [kN/m²] + 10% = 16170,0 [kN/m²]
- Para una Costilla 2"x4": $S = S_x = 5,40 \times 10^{-5}$ [m³]



Reemplazando estos valores:

$$L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot f_m \cdot S_x}{q_{(Co)}}} = \sqrt{\frac{10 \cdot (16170,0) \cdot (5,40 \times 10^{-5})}{12,45}} \quad \rightarrow \quad L \leq 0,84$$
 [m]

5.3) Espaciamiento de Carreras por Corte en las Costillas.

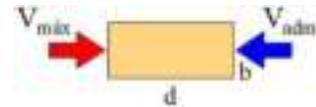
El cortante máximo, sobre el apoyo, en una viga continua es:

$$V_{\text{máx}} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot L$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{3}{5} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot f_v \cdot (b \cdot d)$$

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{f_v \cdot (b \cdot d)}{q} \right)$$



Donde:

- $q = q_{(Co)} = 12,45$ [kN/m]
- $f_v = 1176,0$ [kN/m²] + 10% = 1293,6 [kN/m²]
- Para una Costilla 2"x4": $b = 2$ [pulg] = 0,04 [m]
 $d = 4$ [pulg] = 0,09 [m]

Reemplazando estos valores:

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{f_v \cdot (b \cdot d)}{q_{(Co)}} \right) = \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{1293,6 \cdot (0,04 \cdot 0,09)}{12,45} \right) \quad \rightarrow \quad L \leq 0,42$$
 [m]

Antes de definir una separación final entre las Carreras, se debe realizar un último análisis que vendría a ser el de la deflexión de las Costillas.

5.4) Espaciamiento de Carreras por Deflexión en las Costillas.

El análisis deberá realizarse de tal forma que se verifiquen las separaciones entre las Carreras para los límites admisibles de deflexión en las Costillas.

Ahora, de todos los valores posibles para “L”, teniendo siempre presente las recomendaciones prácticas y las razones constructivas, tomamos aquellos valores que estén dentro del rango inferior de los rangos calculados por Flexión y Corte, en nuestro caso: $L \leq 0,42$ [m] (calculado por Corte). Seguidamente realizamos la verificación de la deflexión.

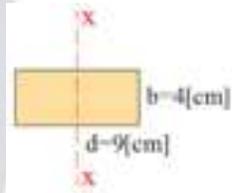
PARA $L=0,40$ [m]

La deflexión máxima, en una viga continua, es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I}$$

Donde:

- $q = q_{(Co)} = 12,45$ [kN/m]
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000$ [kN/m²]
- $I = I_x = 2,43 \times 10^{-6}$ [m⁴]



Reemplazando estos valores:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{(Co)} \cdot L^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_x} = \frac{12,45 \cdot (0,40^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (2,43 \times 10^{-6})} \cdot 1000$$

$$\Delta_{\text{máx}} = 0,1 \text{ [mm]}$$

La deflexión máxima admisible de las costillas de 2”x4” estará definida por:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L/360 \\ 1/16 [\text{plg}] \end{cases}$$

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} 400/360 = 1,1 \text{ [mm]} \\ 1/16 [\text{plg}] = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \rightarrow \Delta_{\text{adm}} \leq 1,1 \text{ [mm]}$$

Por tanto:

$$\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}}$$

$$0,1 \leq 1,1 \text{ [mm]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica la Deflexión}$$

Entonces, de acuerdo al análisis realizado por Flexión, Corte y Deflexión, podemos asumir: $L_{(Ca)}=0,40$ [m] como la separación entre Carreras a lo largo de todo el muro.

5.5) Diagrama de Presiones sobre las Carreras.

Ahora, para completar el diseño de las Carreras, solo resta encontrar la escuadría de este elemento estructural, para ello partimos del análisis del Diagrama de Presiones sobre un lado del encofrado, esto para obtener la carga uniforme sobre cada Carrera.

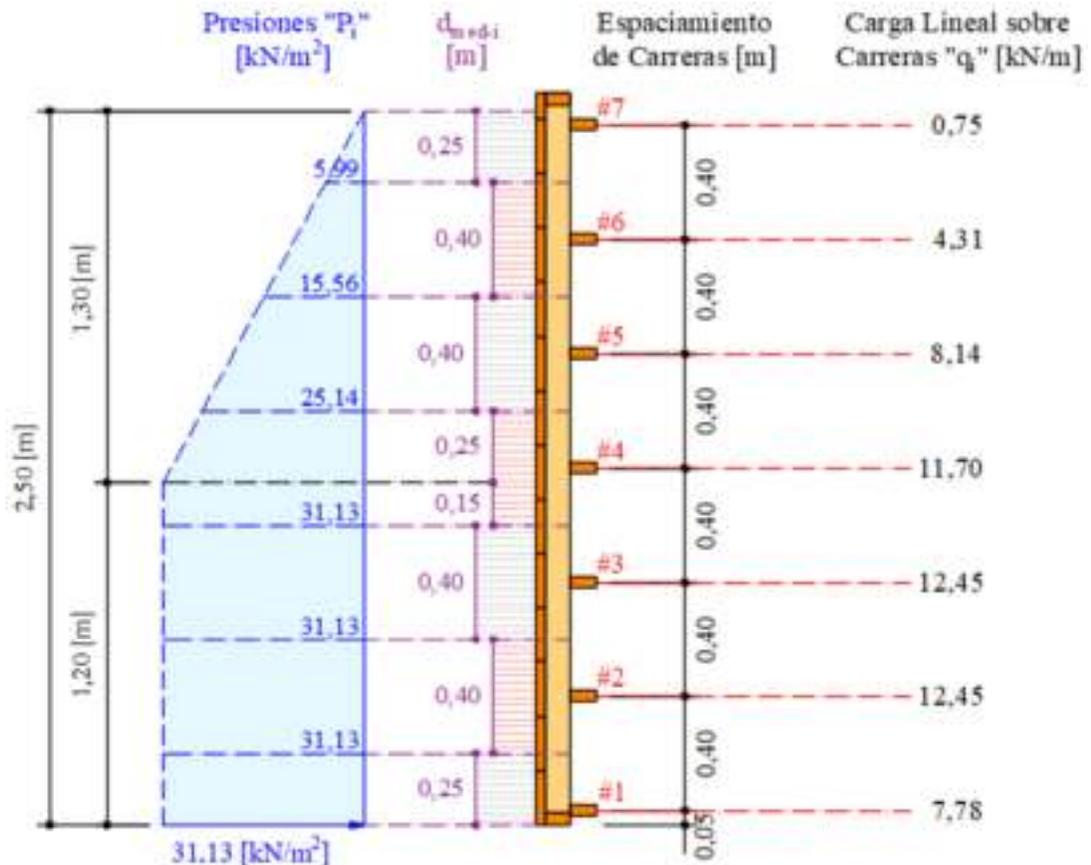


DIAGRAMA DE PRESIONES Y CARGAS LINEALES SOBRE UN LADO DEL ENCOFRADO

Carga lineal actuante sobre cada Carrera:

$$q_{\#1} = 31,13 \cdot (0,25) = 7,78 \text{ [kN/m]}$$

$$q_{\#2} = 31,13 \cdot (0,40) = 12,45 \text{ [kN/m]}$$

$$q_{\#3} = 31,13 \cdot (0,40) = 12,45 \text{ [kN/m]}$$

$$q_{\#4} = (31,13 \cdot 0,15) + \left[\left(\frac{31,13 + 25,14}{2} \right) \cdot 0,25 \right] = 11,70 \text{ [kN/m]}$$

$$q_{\#5} = \left(\frac{25,14 + 15,56}{2} \right) \cdot 0,40 = 8,14 \text{ [kN / m]}$$

$$q_{\#6} = \left(\frac{15,56 + 5,99}{2} \right) \cdot 0,40 = 4,31 \text{ [kN / m]}$$

$$q_{\#7} = \left(\frac{5,99 + 0}{2} \right) \cdot 0,25 = 0,75 \text{ [kN / m]}$$

Se aprecia que la Carga Lineal máxima se da en las Carreras #2 y #3, con **12,45 [kN/m]**, siendo éste el valor de carga con el que, a continuación, se diseñarán las Carreras.

5.6) Módulo de sección necesario de las Carreras calculadas por Flexión.

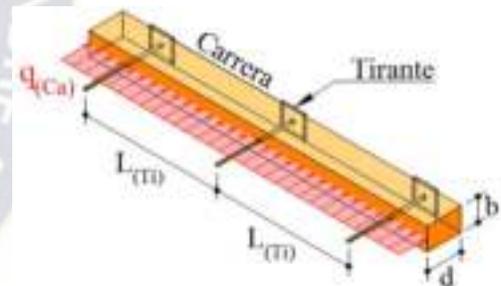
Este análisis podríamos iniciarlo probando con una separación o disposición de Tirantes alineadas con las Costillas de forma intercalada, es decir: $L_{(Ti)}=0,80 \text{ [m]}$.

El momento flector máximo, en el apoyo de una viga continua, es: $M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{10}$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L^2}{10} \leq f_m \cdot S$$

$$S \geq \frac{q \cdot L^2}{10 \cdot f_m}$$



Donde:

- $q = q_{(Ca)} = 12,45 \text{ [kN/m]}$
- $L = L_{(Ti)} = 0,80 \text{ [m]}$
- $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 16170,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores obtenemos el “módulo de sección necesario”:

$$S_{\text{nec}} \geq \frac{q_{(Ca)} \cdot L_{(Ti)}^2}{10 \cdot f_m} = \frac{12,45 \cdot (0,80)^2}{10 \cdot (16170,0)}$$

$$S_{\text{nec}} \geq 4,93 \times 10^{-5} \text{ [m}^3\text{]} = 49,3 \text{ [cm}^3\text{]}$$

5.7) Área transversal necesaria de las Carreras calculado por Corte.

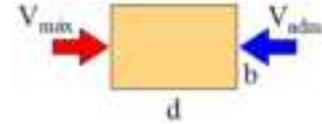
El cortante máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es:

$$V_{\text{máx}} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot L$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\max} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{3}{5} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot f_v \cdot (b \cdot d)$$

$$b \cdot d \geq \frac{9}{10} \cdot \left(\frac{q \cdot L}{f_v} \right)$$



Donde:

- $q = q_{(Ca)} = 12,45 \text{ [kN/m]}$
- $L = L_{(Ti)} = 0,80 \text{ [m]}$
- $f_v = 1176,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 1293,6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores obtenemos el “Área transversal necesaria”:

$$(b \cdot d)_{\text{nec}} \geq \frac{9}{10} \cdot \left(\frac{q_{(Ca)} \cdot L_{(Ti)}}{f_v} \right) = \frac{9}{10} \cdot \left(\frac{12,45 \cdot 0,80}{1293,6} \right)$$

$$(b \cdot d)_{\text{nec}} \geq 6,93 \times 10^{-3} \text{ [m}^2\text{]} = 69,3 \text{ [cm}^2\text{]}$$

5.8) Momento de inercia necesario de las Carreras calculado por Deflexión.

La deflexión máxima admisible de cada Carrera viene a ser:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L/360 \\ 1/16 \text{ [plg]} \end{cases}$$

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L/360 = 800/360 = 2,2 \text{ [mm]} \\ 1/16 \text{ [plg]} = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \quad \rightarrow \quad \Delta_{\text{adm}} \leq 1,6 \text{ [mm]}$$

Ahora, partimos del siguiente requerimiento:

$$\Delta_{\max} \leq \Delta_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I} \leq 1,6 \times 10^{-3} \quad \rightarrow \quad I \geq \frac{q \cdot L^4}{0,232 \cdot E}$$

Donde:

- $q = q_{(Ca)} = 12,45 \text{ [kN/m]}$
- $L = L_{(Ti)} = 0,80 \text{ [m]}$
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores obtenemos el “Momento de inercia necesario”:

$$I_{\text{nec}} \geq \frac{q_{(Ca)} \cdot L_{(Ti)}^4}{0,232 \cdot E_{\text{prom}}} = \frac{12,45 \cdot (0,80)^4}{0,232 \cdot (9800000)} \quad \rightarrow \quad I_{\text{nec}} \geq 2,243 \times 10^{-6} \text{ [m}^4\text{]} = 224,3 \text{ [cm}^4\text{]}$$

En resumen, las condiciones que debe cumplir la escuadría de cada Carrera son:

$$S_{nec} \geq 49,3 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$(b \cdot d)_{nec} \geq 69,3 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$I_{nec} \geq 224,3 \text{ [cm}^4\text{]}$$

De la tabla **Anexo 5**, se tiene que, las escuadrías adecuadas son:

<p>2 piezas 2"x4" →</p> <p>$A = 72,0 \text{ [cm}^2\text{]}$</p> <p>$I_x = 486,0 \text{ [cm}^4\text{]}$</p> <p>$S_x = 108,0 \text{ [cm}^3\text{]}$</p>



PASO 6. DISEÑO DE TIRANTES.

6.1) Carga admisible de los Tirantes.

De acuerdo al enunciado, la carga admisible o carga máxima de trabajo de cada Tirante es de 20,0 [kN] por lo que, habrá que calcular el espaciamiento adecuado entre Tirantes (sobre las Carreras) para no sobrepasar esta carga.

6.2) Carga aplicada sobre los Tirantes.

Para este efecto, analizamos lo que sucede alrededor de un Tirante, tomando en cuenta que en el PASO 4 se asumió un espaciamiento entre Tirantes de 0,80 [m], lo cual nos servirá para definir el área tributaria de carga “A_{trib}” sobre cada Tirante.

Área tributaria sobre cada Tirante:

$$A_{trib} = (L_{(Co)} + L_{(Co)}) \cdot \left(\frac{L_{(Ca)}}{2} + \frac{L_{(Ca)}}{2} \right)$$

$$A_{trib} = (0,40 + 0,40) \cdot \left(\frac{0,40}{2} + \frac{0,40}{2} \right)$$

$$A_{trib} = 0,32 \text{ [m}^2\text{]}$$

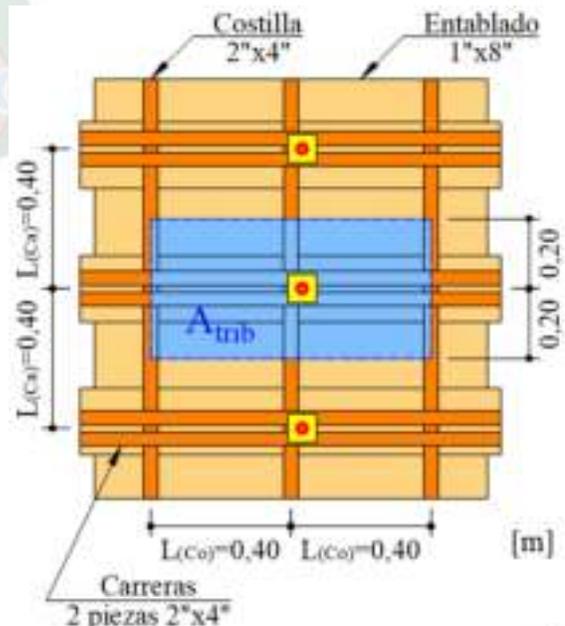
Carga aplicada:

$$T_{apl} = P_m \cdot A_{trib} = 31,13 \cdot (0,32)$$

$$T_{apl} = 10,0 \text{ [kN]}$$

Carga admisible:

$$T_{adm} = 20,0 \text{ [kN]}$$



Por tanto: $T_{apl} \leq T_{adm}$

$$10,0 \leq 20,0 \text{ [kN]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica la seguridad de la carga aplicada}$$

6.3) Aplastamiento en las Carreras debido a los Tirantes.

Suponiendo el uso de arandelas de unión cuadrada de 3½ [pulg] (arista), tenemos:

Área de aplastamiento:

$$A = (8,8 \cdot 8,8) - (8,8 \cdot 2,0)$$

$$A = 59,84 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Tensión originada:

$$P_{\perp} = \frac{T_{apl}}{A} = \frac{10,0}{5,984 \times 10^{-3}}$$

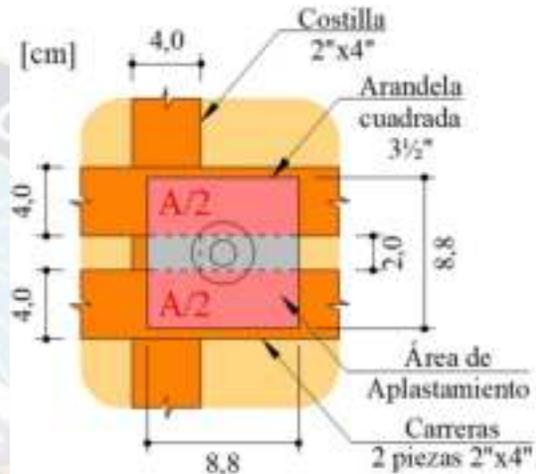
$$P_{\perp} = 1671,1 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Tensión admisible:

$$f_{c\perp} = 2744,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Por tanto: $P_{\perp} \leq f_{c\perp}$

$$1671,1 \leq 2744,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica la seguridad al aplastamiento}$$



6.4) Aplastamiento entre Costillas y Carreras.

Para averiguar la existencia o no de algún problema de aplastamiento entre Costillas y Carreras, partimos del análisis de uno de los puntos de interacción de estos elementos tal y como sigue a continuación.

Área de aplastamiento:

$$A = 2 \cdot (4,0 \cdot 4,0) = 32,0 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Carga aplicada:

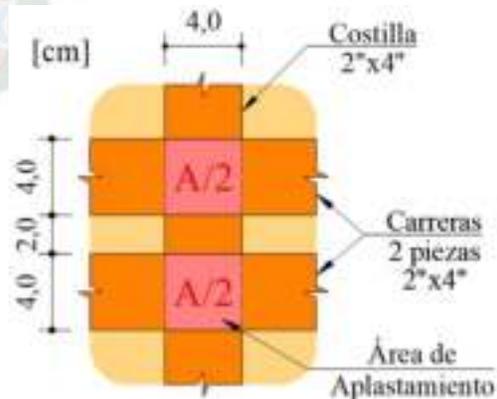
$$N_{apl} = P_m \cdot (L_{(Co)} \cdot L_{(Ca)})$$

$$N_{apl} = 31,13 \cdot (0,40 \cdot 0,40)$$

$$N_{apl} = 4,98 \text{ [kN]}$$

Tensión originada:

$$P_{\perp} = \frac{N_{apl}}{A} = \frac{4,98}{3,2 \times 10^{-3}} \rightarrow P_{\perp} = 1556,2 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$



Tensión admisible:

$$f_{c\perp} = 2744,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Por tanto: $P_{\perp} \leq f_{c\perp}$

$$1556,2 \leq 2744,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica la seguridad al aplastamiento}$$

PASO 7. DISEÑO DEL APUNTALAMIENTO LATERAL.

7.1) Cargas de diseño.

La parte superior del apuntalamiento se sujetará a 2,0 [m] del suelo en vertical y la parte inferior, en horizontal, a 1,5 [m] de la base del encofrado.

Ahora, como las Costillas se encuentran separadas cada 0,40 [m], para el análisis de lo que sucede con un solo puntal, tentativamente definiremos una separación entre puntales iguales a 4 espacios de Costillas, es decir: $S_{(Pu)}=1,60$ [m].

Fuerza aplicada en la parte superior del muro

(a 2,50 [m] del suelo):

$$F_{H-sup} = Q_{(Horiz)} \cdot S_{(Pu)} = 1,50 \cdot (1,60)$$

$$F_{H-sup} = 2,40 \text{ [kN]}$$

Fuerza aplicada en la parte superior del puntal

(a 2,00 [m] del suelo):

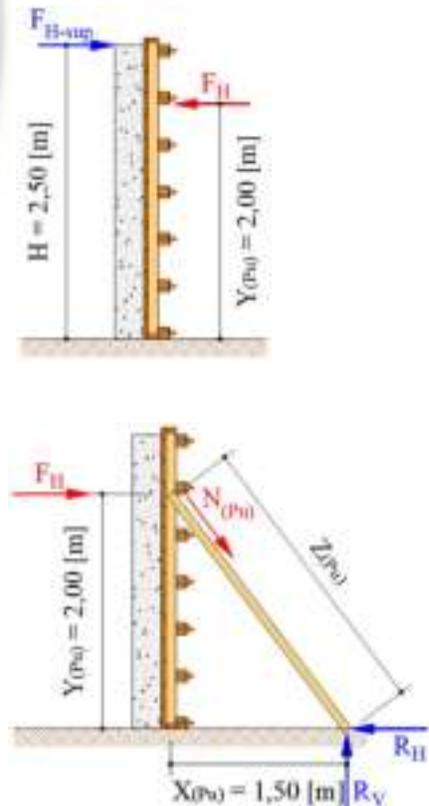
$$F_H = F_{H-sup} \cdot \left(\frac{H}{Y_{(Pu)}} \right) = 2,40 \cdot \left(\frac{2,50}{2,00} \right)$$

$$F_H = 3,00 \text{ [kN]}$$

Longitud del puntal:

$$Z_{(Pu)} = \sqrt{X_{(Pu)}^2 + Y_{(Pu)}^2} = \sqrt{1,50^2 + 2,00^2}$$

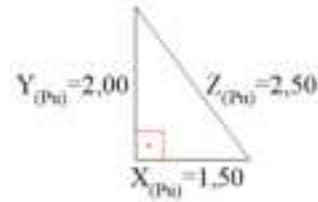
$$Z_{(Pu)} = 2,50 \text{ [m]}$$



Carga axial en el puntal:

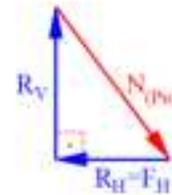
$$N_{(Pu)} = F_H \cdot \left(\frac{Z_{(Pu)}}{X_{(Pu)}} \right) = 3,00 \cdot \left(\frac{2,50}{1,50} \right)$$

$$N_{(Pu)} = 5,00 \text{ [kN]}$$

**Reacción vertical al pie del puntal:**

$$R_V = F_H \cdot \left(\frac{Y_{(Pu)}}{X_{(Pu)}} \right) = 3,00 \cdot \left(\frac{2,00}{1,50} \right)$$

$$R_V = 4,00 \text{ [kN]}$$

**Reacción horizontal al pie del puntal:**

$$R_H = F_H \rightarrow R_H = 3,00 \text{ [kN]}$$

7.2) Verificación a pandeo.

Para realizar la verificación al pandeo, previamente es necesario realizar el cálculo de la “carga admisible”, para tal efecto es necesario determinar el tipo de columna y por ende recurrir al parámetro denominado “esbeltez”.

Longitud efectiva: $L_{ef} = L$ (articulado en ambos extremos)

$$L_{ef} = 2,50 \text{ [m]}$$

Esbeltez geométrica: $\lambda_g = \frac{L_{ef}}{d_{3n}} = \frac{2,50}{0,065} \rightarrow \lambda_g = 38,46$

Tipo de Columna.

Para columnas del GRUPO B, de acuerdo a la tabla **Anexo 10:** $C_k = 18,34$

Ahora, como: $C_k \leq \lambda_g \leq 50 \rightarrow$ “Columna Larga”

Carga Axial admisible.

Para “columnas largas”, la carga admisible es:

$$N_{adm} = 0,329 \cdot \left(\frac{E \cdot A}{\lambda_g^2} \right)$$

Donde:

- $E = E_{min} = 7350000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- $A = A_{3" \times 3"} = 4,22 \times 10^{-3} \text{ [m}^2\text{]}$

Reemplazando valores:

$$N_{adm} = 0,329 \cdot \left(\frac{E_{\min} \cdot A_{3" \times 3"} }{\lambda_g^2} \right) = 0,329 \cdot \left(\frac{7350000 \cdot (4,22 \times 10^{-3}) }{38,46^2} \right)$$

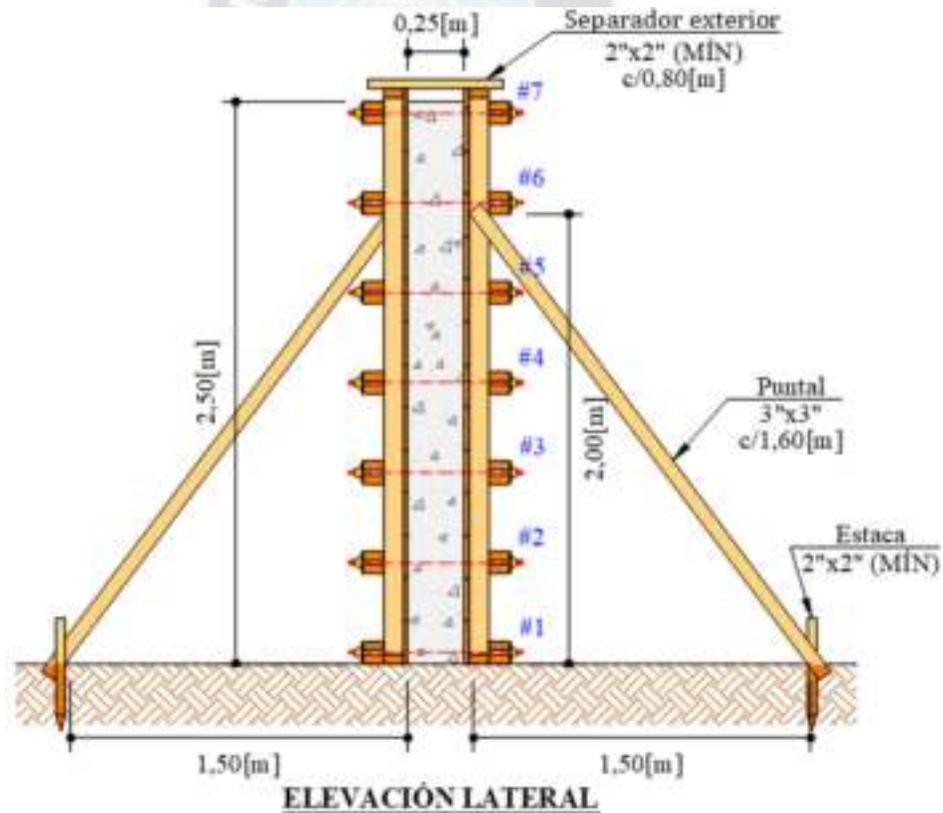
$$N_{adm} = 6,90 \text{ [kN]}$$

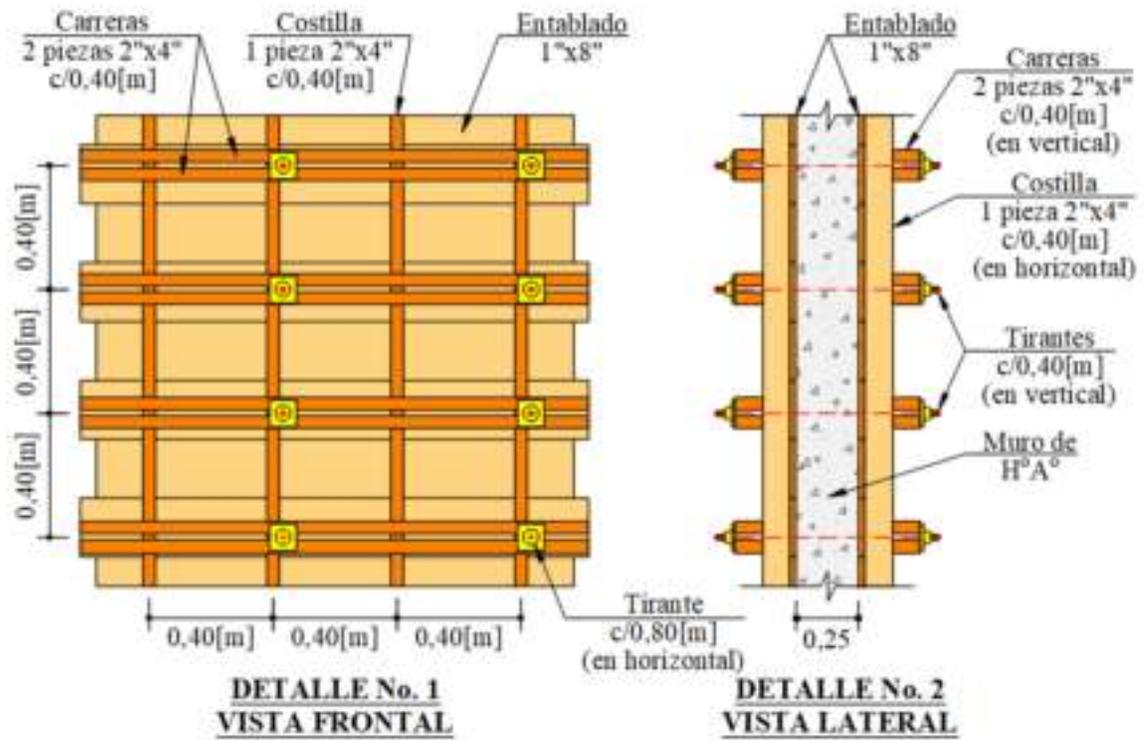
Por tanto:

$$N_{(Pu)} \leq N_{adm}$$

$$5,00 \leq 6,90 \text{ [kN]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica la seguridad al pandeo}$$

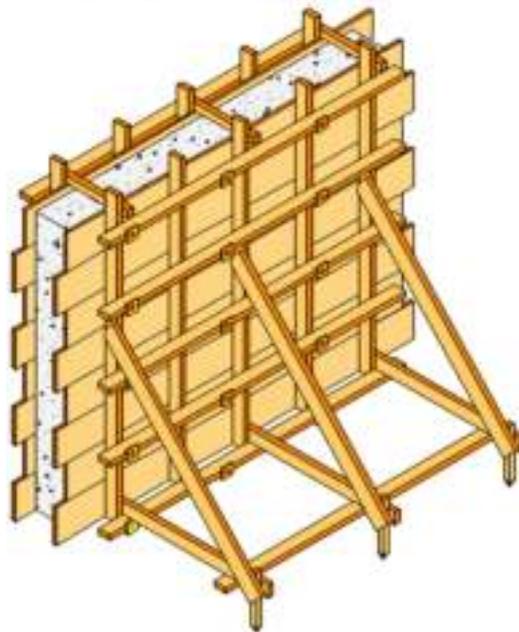
PASO 8. ESQUEMA FINAL DEL ENCOFRADO.





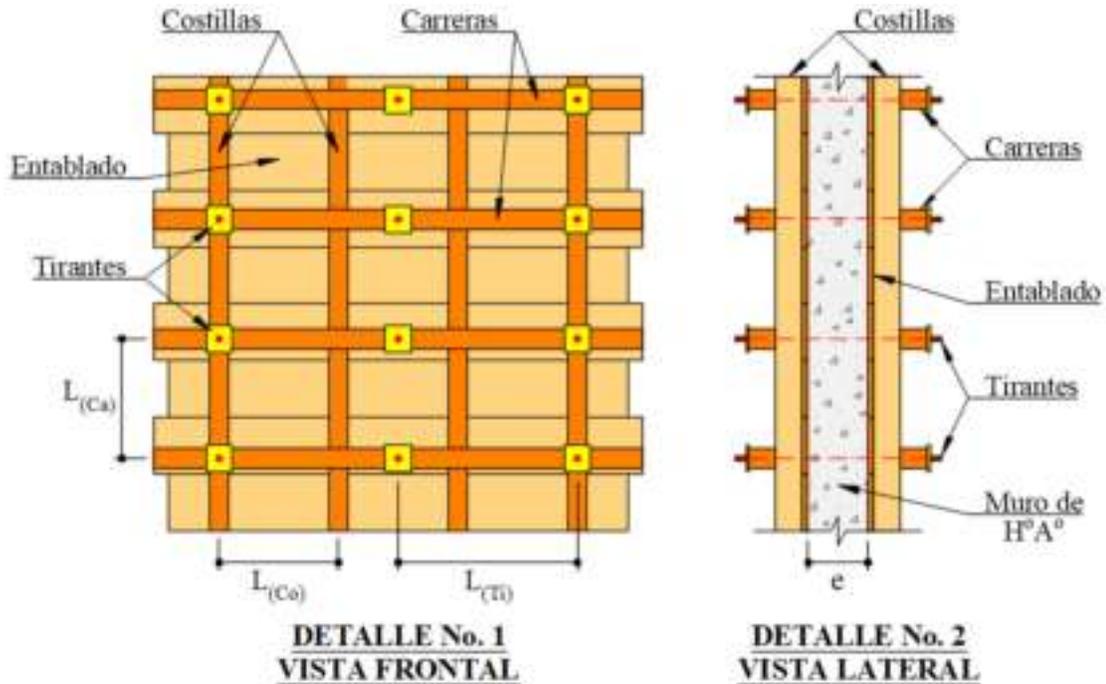
3.3.2. DISEÑO DE ENCOFRADO DE MURO (2 CARAS) SEGÚN LA “LRFD”.

- Altura del muro de Hormigón: $H_{\text{muro}} = 2,50$ [m]
- Espesor del muro: $e = 0,25$ [m]
- Longitud del muro: $L_{\text{muro}} = 3,20$ [m]
- Velocidad de llenado: $R = 1,00$ [m/h]
- Peso específico del Hormigón: $\gamma_{H^{\circ}} = 24$ [kN/m³]
- Cemento Tipo I (sin aditivos).
- Tensiones admisibles para maderas del GRUPO B:
 - $f_m = 14700,0$ [kN/m²]
 - $f_v = 1176,0$ [kN/m²]
 - $f_{c\perp} = 2744,0$ [kN/m²]
 - $E_{\text{prom}} = 9800000$ [kN/m²]
 - $E_{\text{min}} = 7350000$ [kN/m²]
- El entablado se lo realizará con Tableros de 1”.
- La carga de trabajo admisible de los Tirantes será de 20,0 [kN].
- La carga horizontal aplicada en la parte superior del encofrado será de 1,5 [kN/m].
- Madera en condiciones secas, menores a 19% de contenido de humedad.
- Límite de deflexión para “L/360”, pero no mayor que 1/16 [pulg].
- Temperatura ambiente media: $T=15$ [°C].



PASO 1. ESQUEMA DEL ENCOFRADO.

El encofrado tipo a diseñar será el siguiente:



PASO 2. PRESIÓN DEL HORMIGÓN SOBRE EL MOLDAJE.

Para muros con velocidad de llenador (R) menor a 2,1 [m/h] y alturas de vaciado (h) que no exceden los 4,2 [m], se tiene una presión lateral máxima dada por:

$$P_m = C_w \cdot C_c \cdot \left(7,2 + \frac{785 \cdot R}{T + 17,8} \right)$$

Debiendo verificarse:

$$P_{\min} \leq P_m \leq P_{\max}$$

$$30 \cdot C_w \leq P_m \leq \gamma \cdot h$$

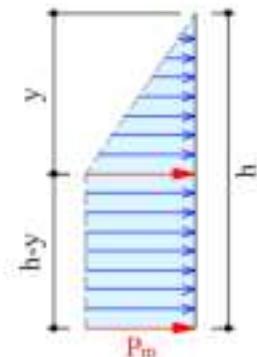
Ahora, de acuerdo a las tablas **Anexo 12** y **Anexo 13**:

- Coeficiente de peso unitario: $C_w = 1,0$
- Coeficiente químico: $C_c = 1,0$

Reemplazando estos valores, se tiene:

$$P_m = (1,0) \cdot (1,0) \cdot \left(7,2 + \frac{785 \cdot (1,00)}{15 + 17,8} \right)$$

$$P_m = 31,13 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$



Ahora, debe verificarse que “ P_m ” se encuentre en el rango dado por “ P_{\min} ” y “ P_{\max} ”:

$$P_{\min} \leq P_m \leq P_{\max}$$

$$30 \cdot C_w \leq P_m \leq \gamma_{H^\circ} \cdot h$$

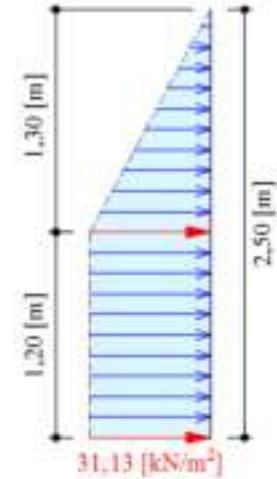
$$30 \cdot (1,0) \leq P_m \leq 24 \cdot (2,50)$$

$$30,0 \leq P_m \leq 60,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica}$$

Por tanto, el diagrama de presiones laterales será:

$$P_{\max} = \gamma_{H^\circ} \cdot h \quad \rightarrow \quad P_m = \gamma_{H^\circ} \cdot y$$

$$y = \frac{P_m}{\gamma_{H^\circ}} = \frac{31,13}{24} \quad \rightarrow \quad y = 1,30 \text{ [m]}$$



PASO 3. DISEÑO DEL ENTABLADO.

3.1) Escuadría del Entablado.

De acuerdo al enunciado de este ejemplo, podríamos optar por el uso de Tableros de 1”x8”, adecuadamente sujetas a las Costillas.

PASO 4. DISEÑO DE COSTILLAS.

4.1) Escuadría de las Costillas y Carreras.

Resulta conveniente que las Costillas y Carreras, en lo posible, tengan las mismas escuadrías, además, de acuerdo al enunciado de este ejemplo, definimos el uso de Costillas y Carreras de 3”x4”.

4.2) Carga de diseño sobre los Tableros.

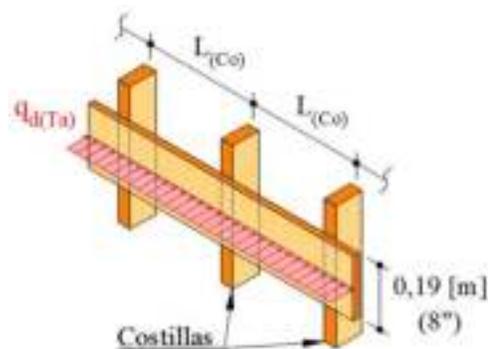
Para el presente análisis se puede considerar una amplia franja de un Tablero, con una escuadría de 1”x8”, la cual lleva una carga lateral de diseño uniformemente distribuida igual a “ $q_{d(Ta)}$ ” a lo largo de toda su longitud y que tiene a las Costillas como apoyos equidistantes entre sí, asimilando a una viga continua.

La carga de servicio “ $q_{(Ta)}$ ” viene a ser:

$$q_{(Ta)} = P_m \cdot \text{ANCHO}(8'')$$

$$q_{(Ta)} = 31,13 \cdot (0,19)$$

$$q_{(Ta)} = 5,91 \text{ [kN/m]}$$



Y la carga de diseño “ $q_{d(Ta)}$ ” viene a ser:

$$q_{d(Ta)} = 1,4 \cdot q_{(Ta)}$$

$$q_{d(Ta)} = 1,4 \cdot (5,91)$$

$$q_{d(Ta)} = 8,27 \text{ [kN/m]}$$

4.3) Espaciamiento de Costillas por Flexión en los Tableros.

Esfuerzo a Flexión Ajustado:
$$F'_b = K_F \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_m$$

Donde:

– $K_F = 2,16/\phi_b$

– $\lambda = 0,6$

– $C_D = 1,25$

– $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 16170,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_b = \left(\frac{2,16}{\phi_b} \right) \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (16170,0) \rightarrow F'_b = 16765,1 \text{ [kN / m}^2\text{]}$$

Espaciamiento por Flexión.

El momento flector máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es:
$$M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{10}$$

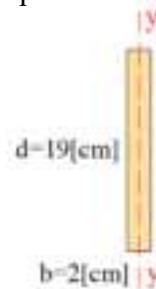
Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \rightarrow \frac{q \cdot L^2}{10} \leq F'_b \cdot S \rightarrow L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot F'_b \cdot S}{q}}$$

Donde:

– $q = q_{d(Ta)} = 8,27 \text{ [kN/m]}$

– Para un tablero 1”x8”: $S = S_y = 1,26 \times 10^{-5} \text{ [m}^3\text{]}$



Reemplazando estos valores:

$$L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot F'_b \cdot S_y}{q_{d(Ta)}}} = \sqrt{\frac{10 \cdot (16765,1) \cdot (1,26 \times 10^{-5})}{8,27}} \rightarrow L \leq 0,51 \text{ [m]}$$

4.4) Espaciamiento de Costillas por Corte en los Tableros.

Esfuerzo a Corte Ajustado:
$$F'_v = K_F \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_v$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_v$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_v = 1176,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 1293,6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_v = \left(\frac{2,16}{\phi_v} \right) \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (1293,6) \rightarrow F'_v = 1341,2 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Espaciamiento por Corte.

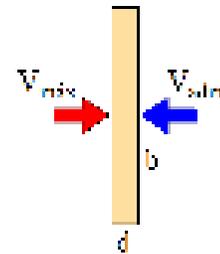
El cortante máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es:

$$V_{\text{máx}} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot L$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \rightarrow \frac{3}{5} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot F'_v \cdot (b \cdot d)$$

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{F'_v \cdot (b \cdot d)}{q} \right)$$



Donde:

- $q = q_{d(Ta)} = 8,27 \text{ [kN/m]}$
- Para una tabla 1”x8”:
 $b = 8 \text{ [pulg]} = 0,19 \text{ [m]}$
 $d = 1 \text{ [pulg]} = 0,02 \text{ [m]}$

Reemplazando estos valores:

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{F'_v \cdot (b \cdot d)}{q_{d(Ta)}} \right) = \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{1341,2 \cdot (0,19 \cdot 0,02)}{8,27} \right) \rightarrow L \leq 0,68 \text{ [m]}$$

Antes de definir una separación final entre las Costillas, se debe realizar un último análisis que vendría a ser el de la deflexión de los Tableros.

4.5) Espaciamiento de Costillas por Deflexión en el Entablado.

El análisis deberá realizarse de tal forma que se verifiquen las separaciones entre las Costillas para los límites admisibles de deflexión en el Entablado.

Ahora, de todos los valores posibles, para “L”, teniendo presente las recomendaciones prácticas y las razones constructivas, tomamos aquellos valores que estén dentro del rango inferior de los rangos calculados por Flexión y Corte, en nuestro caso: $L \leq 0,51$ [m] (calculado por Flexión). Seguidamente realizamos la verificación de la deflexión.

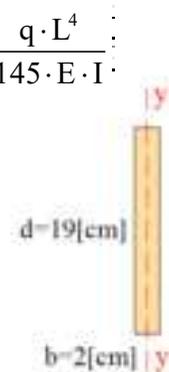
PARA $L=0,50$ [m]

La deflexión máxima en una viga continua es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I}$$

Donde:

- $q = q_{(Ta)} = 5,91$ [kN/m] (en servicio)
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000$ [kN/m²]
- Para una tabla 1”x8”:
 $I = I_y = 1,27 \times 10^{-7}$ [m⁴]



Reemplazando valores:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{(Ta)} \cdot L^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_y} = \frac{5,91 \cdot (0,50^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (1,27 \times 10^{-7})} \cdot 1000$$

$$\Delta_{\text{máx}} = 2,0$$
 [mm]

La deflexión máxima admisible de los Tableros de 1”x8” estará definida por:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L / 360 \\ 1 / 16 [p]g \end{cases}$$

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} 500 / 360 = 1,4 \text{ [mm]} \\ 1 / 16 [p]g = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \rightarrow \Delta_{\text{adm}} \leq 1,4 \text{ [mm]}$$

Por tanto:

$$\Delta_{\text{máx}} > \Delta_{\text{adm}}$$

$$2,0 > 1,4 \text{ [mm]} \quad \times \text{ NO se verifica la Deflexión}$$

PARA $L=0,40$ [m]

Reemplazando valores para la deflexión máxima:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{(Ta)} \cdot L^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_y} = \frac{5,91 \cdot (0,40^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (1,27 \times 10^{-7})} \cdot 1000$$

$$\Delta_{\text{máx}} = 0,8 \text{ [mm]}$$

Ahora, reemplazando valores para la deflexión máxima admisible:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L/360 = 400/360 = 1,1 \text{ [mm]} \\ 1/16 \text{ [p lg]} = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \rightarrow \Delta_{\text{adm}} \leq 1,1 \text{ [mm]}$$

Por tanto: $\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}}$
 $0,8 \leq 1,1 \text{ [mm]} \checkmark$ SI se verifica la Deflexión

Entonces, de acuerdo al análisis realizado por Flexión, Corte y Deflexión, podemos asumir: $L_{(Co)} = 0,40 \text{ [m]}$ como la separación entre Carreras a lo largo de todo el muro.

PASO 5. DISEÑO DE CARRERAS.

5.1) Carga de diseño sobre las Costillas.

Nuevamente asumimos el modelo matemático de una viga continua, que en nuestro caso sería una Costilla, sobre la que actúa una carga uniformemente distribuida igual a “ $q_{d(Co)}$ ” a lo largo de toda su longitud y que tiene a las Carreras como apoyos equidistantes entre sí.

La carga de servicio “ $q_{(Co)}$ ” viene a ser:

$$q_{(Co)} = P_m \cdot \left(\frac{L_{(Co)}}{2} + \frac{L_{(Co)}}{2} \right)$$

$$q_{(Co)} = 31,13 \cdot \left(\frac{0,40}{2} + \frac{0,40}{2} \right)$$

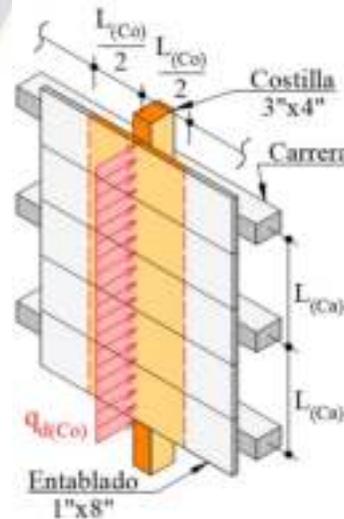
$$q_{(Co)} = 12,45 \text{ [kN / m]}$$

Y la carga de diseño “ $q_{d(Co)}$ ” viene a ser:

$$q_{d(Co)} = 1,4 \cdot q_{(Co)}$$

$$q_{d(Co)} = 1,4 \cdot (12,45)$$

$$q_{d(Co)} = 17,43 \text{ [kN / m]}$$



5.2) Espaciamiento de Carreras por Flexión en las Costillas.

Esfuerzo a Flexión Ajustado:
$$F'_b = K_F \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_m$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_b$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 16170,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_b = \left(\frac{2,16}{\phi_b}\right) \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot 0,6}{1,25}\right) \cdot (16170,0) \rightarrow F'_b = 16765,1 \text{ [kN / m}^2\text{]}$$

Espaciamiento por Flexión.

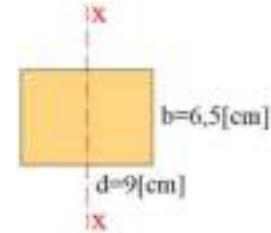
El momento flector máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es: $M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{10}$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \rightarrow \frac{q \cdot L^2}{10} \leq F'_b \cdot S \rightarrow L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot F'_b \cdot S}{q}}$$

Donde:

- $q = q_{d(Co)} = 17,43 \text{ [kN/m]}$
- Para una Costilla 3"x4": $S = S_x = 8,77 \times 10^{-5} \text{ [m}^3\text{]}$



Reemplazando estos valores:

$$L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot F'_b \cdot S_x}{q_{d(Co)}}} = \sqrt{\frac{10 \cdot (16765,1) \cdot (8,77 \times 10^{-5})}{17,43}} \rightarrow L \leq 0,92 \text{ [m]}$$

5.3) Espaciamiento de Carreras por Corte en las Costillas.

Esfuerzo a Corte Ajustado: $F'_v = K_F \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot \lambda}{C_D}\right) \cdot f_v$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_v$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_v = 1176,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 1293,6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_v = \left(\frac{2,16}{\phi_v}\right) \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot 0,6}{1,25}\right) \cdot (1293,6) \rightarrow F'_v = 1341,2 \text{ [kN / m}^2\text{]}$$

Espaciamiento por Corte.

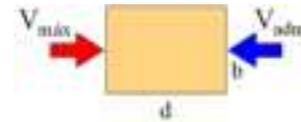
El cortante máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es:

$$V_{\text{máx}} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot L$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{3}{5} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot F'_v \cdot (b \cdot d)$$

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{F'_v \cdot (b \cdot d)}{q} \right)$$



Donde:

- $q = q_{d(Co)} = 17,43$ [kN/m]
- Para una Costilla 3”x4”: $b = 3$ [pulg] = 0,065 [m]
 $d = 4$ [pulg] = 0,09 [m]

Reemplazando estos valores:

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{F'_v \cdot (b \cdot d)}{q_{d(Co)}} \right) = \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{1341,2 \cdot (0,065 \cdot 0,09)}{17,43} \right) \quad \rightarrow \quad L \leq 0,50 \text{ [m]}$$

Antes de definir una separación final entre las Carreras, se debe realizar un último análisis que vendría a ser el de la deflexión de las Costillas.

5.4) Espaciamiento de Carreras por Deflexión en las Costillas.

El análisis deberá realizarse de tal forma que se verifiquen las separaciones entre las Carreras para los límites admisibles de deflexión en las Costillas.

Ahora, de todos los valores posibles para “L”, teniendo siempre presente las recomendaciones prácticas y las razones constructivas, tomamos aquellos valores que estén dentro del rango inferior de los rangos calculados por Flexión y Corte, en nuestro caso: $L \leq 0,50$ [m] (calculado por Corte). Seguidamente realizamos la verificación de la deflexión.

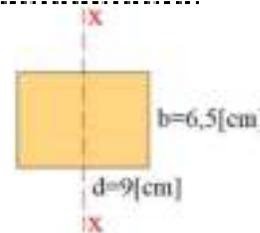
PARA $L=0,40$ [m]

La deflexión máxima, en una viga continua, es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I}$$

Donde:

- $q = q_{(Co)} = 12,45$ [kN/m] (en servicio)
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000$ [kN/m²]
- $I = I_x = 3,95 \times 10^{-6}$ [m⁴]



Reemplazando estos valores:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{(Co)} \cdot L^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_x} = \frac{12,45 \cdot (0,40^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (3,95 \times 10^{-6})} \cdot 1000$$

$$\Delta_{\text{máx}} = 0,1 [\text{mm}]$$

La deflexión máxima admisible de las costillas de 3”x4” estará definida por:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L/360 \\ 1/16 [p]g \end{cases}$$

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} 400/360 = 1,2 [\text{mm}] \\ 1/16 [p]g = 1,6 [\text{mm}] \end{cases} \rightarrow \Delta_{\text{adm}} \leq 1,1 [\text{mm}]$$

Por tanto:

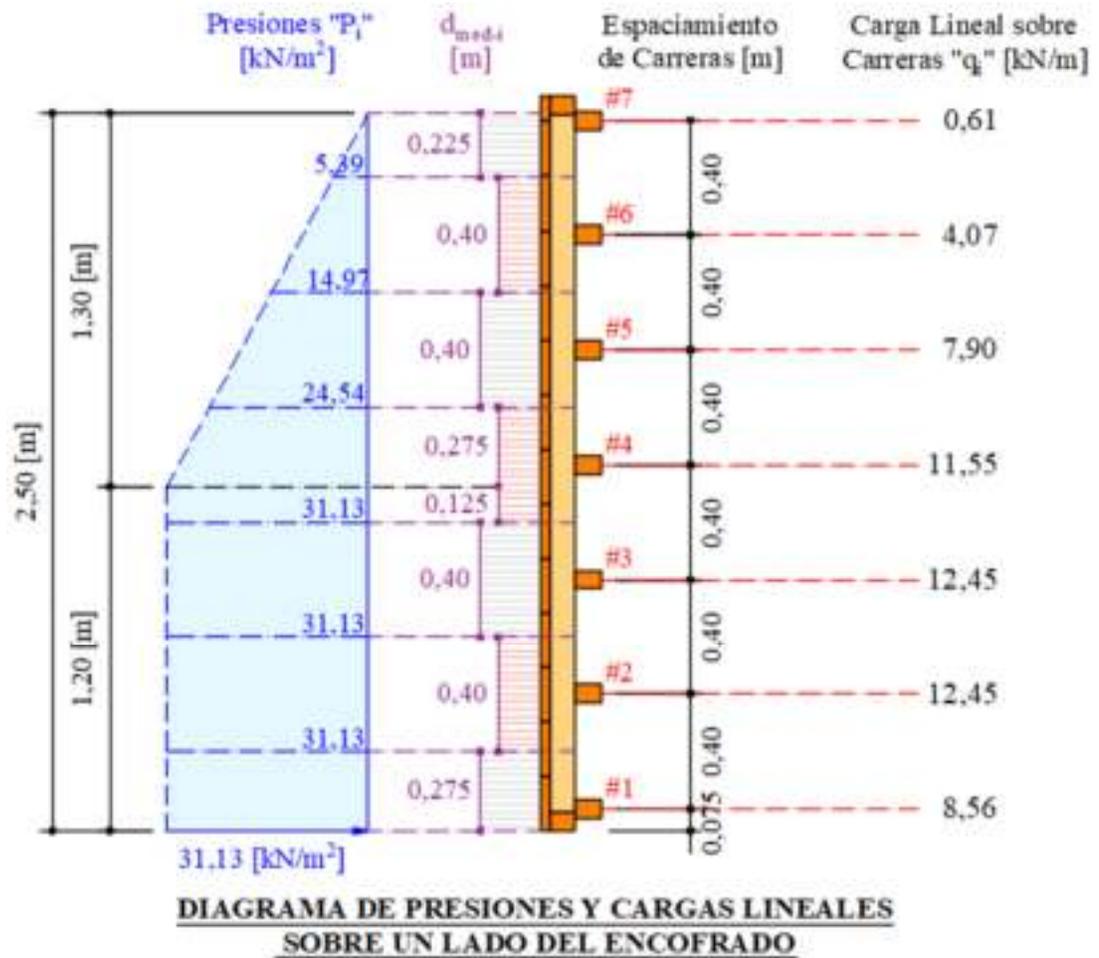
$$\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}}$$

$$0,1 \leq 1,1 [\text{mm}] \quad \checkmark \text{ SI se verifica la Deflexión}$$

Entonces, de acuerdo al análisis realizado por Flexión, Corte y Deflexión, podemos asumir: $L_{(Ca)} = 0,40 [\text{m}]$ como la separación entre Carreras a lo largo de todo el muro.

5.5) Diagrama de Presiones sobre las Carreras.

Ahora, para completar el diseño de las Carreras, solo resta encontrar la escuadría de este elemento estructural, para ello partimos del análisis del Diagrama de Presiones sobre un lado del encofrado, esto para obtener la carga uniforme sobre cada Carrera.



Carga lineal actuante sobre cada Carrera:

$$q_{\#1} = 31,13 \cdot (0,275) = 8,56 \text{ [kN / m]}$$

$$q_{\#2} = 31,13 \cdot (0,40) = 12,45 \text{ [kN / m]}$$

$$q_{\#3} = 31,13 \cdot (0,40) = 12,45 \text{ [kN / m]}$$

$$q_{\#4} = 31,13 \cdot (0,125) + \left(\frac{31,13 + 24,54}{2} \right) \cdot 0,275 = 11,55 \text{ [kN / m]}$$

$$q_{\#5} = \left(\frac{24,54 + 14,97}{2} \right) \cdot 0,40 = 7,90 \text{ [kN / m]}$$

$$q_{\#6} = \left(\frac{14,97 + 5,39}{2} \right) \cdot 0,40 = 4,07 \text{ [kN / m]}$$

$$q_{\#7} = \left(\frac{5,39}{2} \right) \cdot 0,225 = 0,61 \text{ [kN / m]}$$

Se aprecia que la Carga Lineal máxima se da en las Carreras #2 y #3, con **12,45 [kN/m]**, siendo éste el valor de carga con el que, a continuación, se diseñarán las Carreras.

Carga de Diseño sobre las Carreras:

La carga en servicio “ $q_{(Ca)}$ ” es:

$$q_{(Ca)} = 12,45 \text{ [kN/m]}$$

Y la carga de diseño “ $q_{d(Ca)}$ ” viene a ser:

$$q_{d(Ca)} = 1,4 \cdot q_{(Ca)} = 1,4 \cdot (12,45)$$

$$q_{d(Ca)} = 17,43 \text{ [kN/m]}$$

5.6) Módulo de sección necesario de las Carreras calculadas por Flexión.

Esfuerzo a Flexión Ajustado:

$$F'_b = K_F \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_m$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_b$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 16170,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_b = \left(\frac{2,16}{\phi_b} \right) \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (16170,0) \rightarrow F'_b = 16765,1 \text{ [kN / m}^2\text{]}$$

Módulo de Sección Necesario.

Este análisis podríamos iniciarlo probando con una separación o disposición de Tirantes en cada separación de Carreras, y alineadas con las Costillas de forma intercalada, es decir: $L_{(Ti)} = 0,80 \text{ [m]}$.

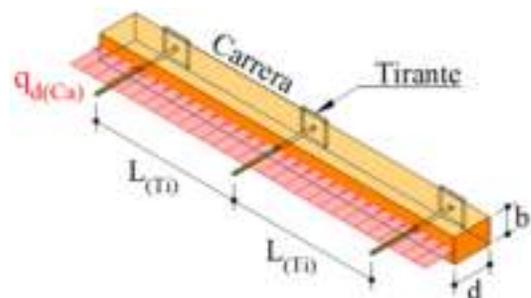
El momento flector máximo, en el apoyo de una viga continua, es:

$$M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{10}$$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \rightarrow \frac{q \cdot L^2}{10} \leq F'_b \cdot S$$

$$S \geq \frac{q \cdot L^2}{10 \cdot F'_b}$$



Donde:

- $q = q_{d(Ca)} = 17,43 \text{ [kN/m]}$
- $L = L_{(Ti)} = 0,80 \text{ [m]}$

Reemplazando estos valores obtenemos el “módulo de sección necesario”:

$$S_{nec} \geq \frac{q_{d(Ca)} \cdot L_{(Ti)}^2}{10 \cdot F'_b} = \frac{17,43 \cdot (0,80)^2}{10 \cdot (16765,1)}$$

$$S_{nec} \geq 6,65 \times 10^{-5} \text{ [m}^3\text{]} = 66,5 \text{ [cm}^3\text{]}$$

5.7) Área transversal necesaria de las Carreras calculado por Corte.

Esfuerzo a Corte Ajustado:
$$F'_v = K_F \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_v$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_v$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_v = 1176,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 1293,6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_v = \left(\frac{2,16}{\phi_v} \right) \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (1293,6) \rightarrow F'_v = 1341,2 \text{ [kN / m}^2\text{]}$$

Área Transversal Necesaria.

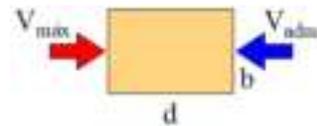
El cortante máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es:

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot L$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{m\acute{a}x} \leq V_{adm} \rightarrow \frac{3}{5} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot F'_v \cdot (b \cdot d)$$

$$b \cdot d \geq \frac{9}{10} \cdot \left(\frac{q \cdot L}{F'_v} \right)$$



Donde:

- $q = q_{d(Ca)} = 17,43 \text{ [kN/m]}$
- $L = L_{(Ti)} = 0,80 \text{ [m]}$

Reemplazando estos valores obtenemos el “Área transversal necesaria”:

$$(b \cdot d)_{nec} \geq \frac{9}{10} \cdot \left(\frac{q_{d(Ca)} \cdot L_{(Ti)}}{F'_v} \right) = \frac{9}{10} \cdot \left(\frac{17,43 \cdot 0,80}{1341,2} \right)$$

$$(b \cdot d)_{nec} \geq 9,36 \times 10^{-2} \text{ [m}^2\text{]} = 93,6 \text{ [cm}^2\text{]}$$

5.8) Momento de inercia necesario de las Carreras calculado por Deflexión.

La deflexión máxima admisible de las Carreras viene a ser:

$$\Delta_{adm} \leq \text{Menor} \begin{cases} L/360 = 800/360 = 2,2 \text{ [mm]} \\ 1/16 [\text{pu lg}] = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \rightarrow \Delta_{adm} \leq 1,6 \text{ [mm]}$$

Ahora, partimos del siguiente requerimiento:

$$\Delta_{m\acute{a}x} \leq \Delta_{adm} \rightarrow \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I} \leq 1,6 \times 10^{-3} \rightarrow I \geq \frac{q \cdot L^4}{0,232 \cdot E}$$

Donde:

- $q = q_{(Ca)} = 12,45 \text{ [kN/m]}$ (en servicio)
- $L = L_{(Ti)} = 0,80 \text{ [m]}$
- $E = E_{prom} = 9800000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores obtenemos el “Momento de inercia necesario”:

$$I_{nec} \geq \frac{q_{(Ca)} \cdot L_{(Ti)}^4}{0,232 \cdot E_{prom}} = \frac{12,45 \cdot (0,80^4)}{0,232 \cdot (9800000)}$$

$$I_{nec} \geq 2,243 \times 10^{-6} \text{ [m}^4\text{]} = 224,3 \text{ [cm}^4\text{]}$$

En resumen, las condiciones que debe cumplir la escuadría de cada Carrera son:

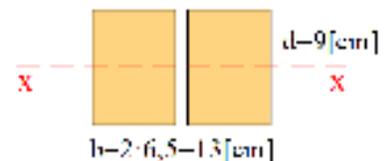
$$S_{nec} \geq 66,5 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$(b \cdot d)_{nec} \geq 93,6 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$I_{nec} \geq 224,3 \text{ [cm}^4\text{]}$$

De la tabla **Anexo 5**, se tiene que, las escuadrías adecuadas son:

$$\boxed{\begin{aligned} \mathbf{2 \text{ piezas } 3'' \times 4''} & \rightarrow A = 117,0 \text{ [cm}^2\text{]} \\ & I_x = 789,8 \text{ [cm}^4\text{]} \\ & S_x = 175,4 \text{ [cm}^3\text{]} \end{aligned}}$$



PASO 6. DISEÑO DE TIRANTES.

6.1) Carga admisible de los Tirantes.

De acuerdo al enunciado, la carga admisible o carga máxima de trabajo de cada Tirante es de 20,0 [kN] por lo que, habrá que verificar el espaciamiento asumido entre Tirantes (sobre las Carreras) para no sobrepasar esta carga.

6.2) Carga aplicada sobre los Tirantes.

Para este efecto, analizamos lo que sucede alrededor de un Tirante, tomando en cuenta que en el PASO 4 se asumió un espaciamiento entre Tirantes de 0,80 [m], lo cual nos servirá para definir el área tributaria de carga “ A_{trib} ” sobre cada Tirante.

Área tributaria sobre cada Tirante:

$$A_{trib} = (L_{(Co)} + L_{(Co)}) \cdot \left(\frac{L_{(Ca)}}{2} + \frac{L_{(Ca)}}{2} \right)$$

$$A_{trib} = (0,40 + 0,40) \cdot \left(\frac{0,40}{2} + \frac{0,40}{2} \right)$$

$$A_{trib} = 0,32[m^2]$$

Carga factorizada aplicada:

$$T_{apl} = 1,4 \cdot P_m \cdot A_{trib}$$

$$T_{apl} = 1,4 \cdot (31,13) \cdot (0,32)$$

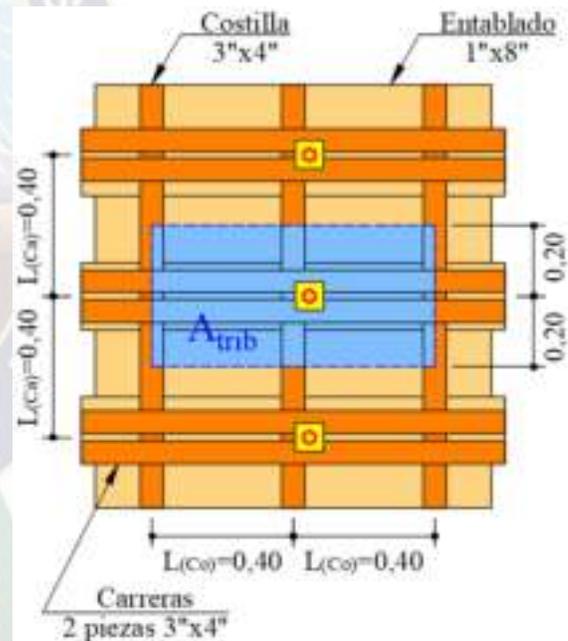
$$T_{apl} = 13,9 [kN]$$

Carga a Tracción Ajustada:

$$T' = K_F \cdot \left(\frac{\phi_t \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot T_{adm}$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_t$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $T_{adm} = 20,0 [kN]$



Reemplazando estos valores:

$$T'_{\text{tir}} = \left(\frac{2,16}{\phi_t} \right) \cdot \left(\frac{\phi_t \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (20,0) \quad \rightarrow \quad T'_{\text{tir}} = 20,7 \text{ [kN]}$$

Cumplíndose: $T_{\text{apl}} \leq T'_{\text{tir}}$

$$13,9 \leq 20,7 \text{ [kN]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica la seguridad de la carga aplicada}$$

6.3) Aplastamiento en las Carreras debido a los Tirantes.

Suponiendo el uso de arandelas de unión cuadrada de 3½ [pulg] (arista), tenemos:

Área de aplastamiento:

$$A = (8,8 \cdot 8,8) - (8,8 \cdot 2,0)$$

$$A = 59,84 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Tensión originada:

$$P_{\perp} = \frac{T_{\text{apl}}}{A} = \frac{13,9}{5,984 \times 10^{-3}}$$

$$P_{\perp} = 2322,9 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Esfuerzo a Aplastamiento Ajustado:

$$F'_{c\perp} = K_F \cdot \phi_c \cdot \lambda \cdot f_{c\perp}$$

Donde:

$$- K_F = 1,875/\phi_c$$

$$- \lambda = 0,6$$

$$- f_{c\perp} = 2744,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Reemplazando estos valores:

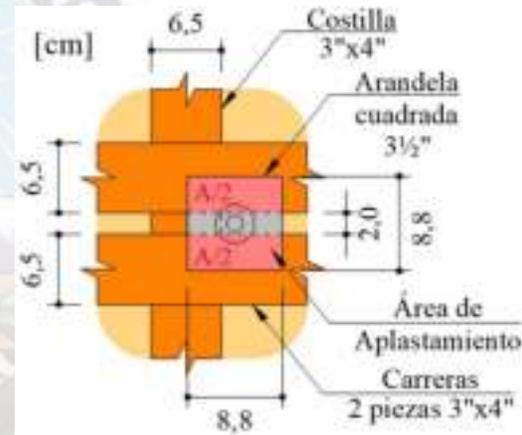
$$F'_{c\perp} = \left(\frac{1,875}{\phi_c} \right) \cdot \phi_c \cdot (0,6) \cdot (2744,0) \quad \rightarrow \quad F'_{c\perp} = 3087,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Por tanto: $P_{\perp} \leq F'_{c\perp}$

$$2322,9 \leq 3087,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica la seguridad al aplastamiento}$$

6.4) Aplastamiento entre Costillas y Carreras.

Para averiguar la existencia o no de algún problema de aplastamiento entre Costillas y Carreras, partimos del análisis de uno de los puntos de interacción de estos elementos tal y como sigue a continuación.



Área de aplastamiento:

$$A = 2 \cdot (6,5 \cdot 6,5)$$

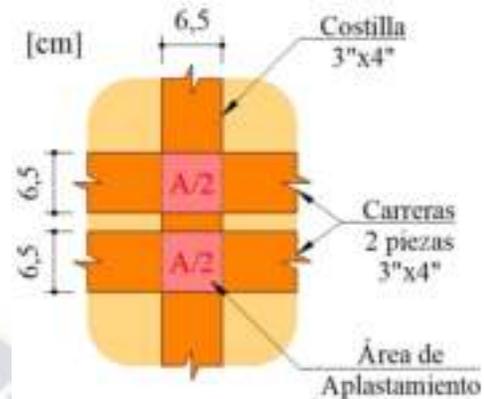
$$A = 84,5 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Carga factorizada aplicada:

$$N_{apl} = 1,4 \cdot P_m \cdot (L_{(Co)} \cdot L_{(Ca)})$$

$$N_{apl} = 1,4 \cdot (31,13) \cdot (0,40 \cdot 0,40)$$

$$N_{apl} = 6,97 \text{ [kN]}$$

**Tensión originada:**

$$P_{\perp} = \frac{N_{apl}}{A} = \frac{6,97}{8,45 \times 10^{-3}} \rightarrow P_{\perp} = 824,9 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Esfuerzo de aplastamiento Ajustado:

$$F'_{c\perp} = K_F \cdot \phi_c \cdot \lambda \cdot f_{c\perp}$$

Donde:

$$- K_F = 1,875 / \phi_c$$

$$- \lambda = 0,6$$

$$- f_{c\perp} = 2744,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Reemplazando estos valores:

$$F'_{c\perp} = \left(\frac{1,875}{\phi_c} \right) \cdot \phi_c \cdot (0,6) \cdot (2744,0) \rightarrow F'_{c\perp} = 3087,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Por tanto: $P_{\perp} \leq F'_{c\perp}$

$$824,9 \leq 3087,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica la seguridad al aplastamiento}$$

PASO 7. DISEÑO DEL APUNTALAMIENTO LATERAL.**7.1) Cargas de diseño.**

La parte superior del apuntalamiento se sujetará a 2,00 [m] del suelo en vertical y la parte inferior, en horizontal, a 1,50 [m] de la base del encofrado.

Ahora, como las Costillas se encuentran separadas cada 0,40 [m], para el análisis de lo que sucede con un solo puntal, tentativamente definiremos una separación entre puntales iguales a 4 espacios de Costillas, es decir: $S_{(Pu)} = 1,60 \text{ [m]}$.

Carga horizontal factorizada aplicada en la parte superior del encofrado:

$$Q_{d(\text{Horiz})} = 1,4 \cdot Q_{(\text{Horiz})} = 1,4 \cdot (1,50)$$

$$Q_{d(\text{Horiz})} = 2,10 \text{ [kN / m]}$$

Fuerza aplicada en la parte superior del muro (a 2,50 [m] del suelo):

$$F_{H-\text{sup}} = Q_{d(\text{Horiz})} \cdot S_{(\text{Pu})} = 2,10 \cdot (1,60)$$

$$F_{H-\text{sup}} = 3,36 \text{ [kN]}$$

Fuerza aplicada en la parte superior del puntal (a 2,00 [m] del suelo):

$$F_H = F_{H-\text{sup}} \cdot \left(\frac{H}{Y_{(\text{Pu})}} \right) = 3,36 \cdot \left(\frac{2,50}{2,00} \right)$$

$$F_H = 4,20 \text{ [kN]}$$

Longitud del puntal:

$$Z_{(\text{Pu})} = \sqrt{X_{(\text{Pu})}^2 + Y_{(\text{Pu})}^2} = \sqrt{1,50^2 + 2,00^2}$$

$$Z_{(\text{Pu})} = 2,50 \text{ [m]}$$

Carga axial (factorada) en el puntal:

$$N_{(\text{Pu})} = F_H \cdot \left(\frac{Z_{(\text{Pu})}}{X_{(\text{Pu})}} \right) = 4,20 \cdot \left(\frac{2,50}{1,50} \right)$$

$$N_{(\text{Pu})} = 7,00 \text{ [kN]}$$

Reacción vertical al pie del puntal:

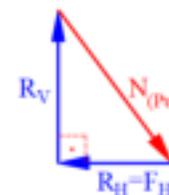
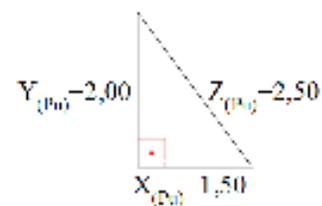
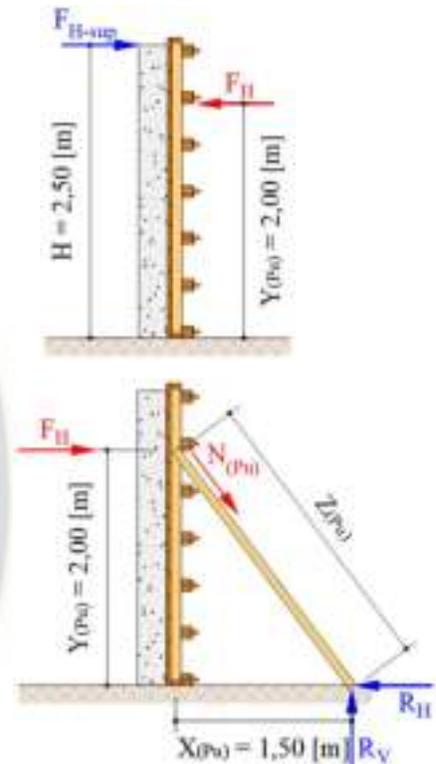
$$R_V = F_H \cdot \left(\frac{Y_{(\text{Pu})}}{X_{(\text{Pu})}} \right) = 4,20 \cdot \left(\frac{2,00}{1,50} \right)$$

$$R_V = 5,60 \text{ [kN]}$$

Reacción horizontal al pie del puntal:

$$R_H = F_H$$

$$R_H = 4,20 \text{ [kN]}$$



7.2) Verificación a pandeo.

Para realizar la verificación al pandeo, previamente es necesario realizar el cálculo de la “carga admisible”, para tal efecto es necesario determinar el tipo de columna y por ende recurrir al parámetro denominado “esbeltez”.

Longitud efectiva: $L_{ef} = L$ (articulado en ambos extremos)

$$L_{ef} = 2,50 \text{ [m]}$$

Esbeltez geométrica: $\lambda_g = \frac{L_{ef}}{d_{3n}} = \frac{2,50}{0,065} \rightarrow \lambda_g = 38,46$

Tipo de Columna.

Para columnas del GRUPO B, de acuerdo a la tabla **Anexo 10:** $C_k = 18,34$

Ahora, como: $C_k \leq \lambda_g \leq 50 \rightarrow$ “Columna Larga”

Carga crítica de pandeo.

Para “columnas largas”, la carga crítica es: $N_{crit} = 0,822 \cdot \left(\frac{E \cdot A}{\lambda_g^2} \right)$

Donde:

$$- E = E_{min} = 7350000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$- A = A_{3'' \times 3''} = 4,22 \times 10^{-3} \text{ [m}^2\text{]}$$

Reemplazando valores:

$$N_{crit} = 0,822 \cdot \left(\frac{E_{min} \cdot A_{3'' \times 3''}}{\lambda_g^2} \right) = 0,822 \cdot \left(\frac{7350000 \cdot (4,22 \times 10^{-3})}{38,46^2} \right)$$

$$N_{crit} = 17,24 \text{ [kN]}$$

Carga de pandeo Ajustada: $N' = K_F \cdot \left(\frac{\phi_c \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot N_{crit}$

Donde:

$$- K_F = 2,16 / \phi_c$$

$$- \lambda = 0,6$$

$$- C_D = 1,25$$

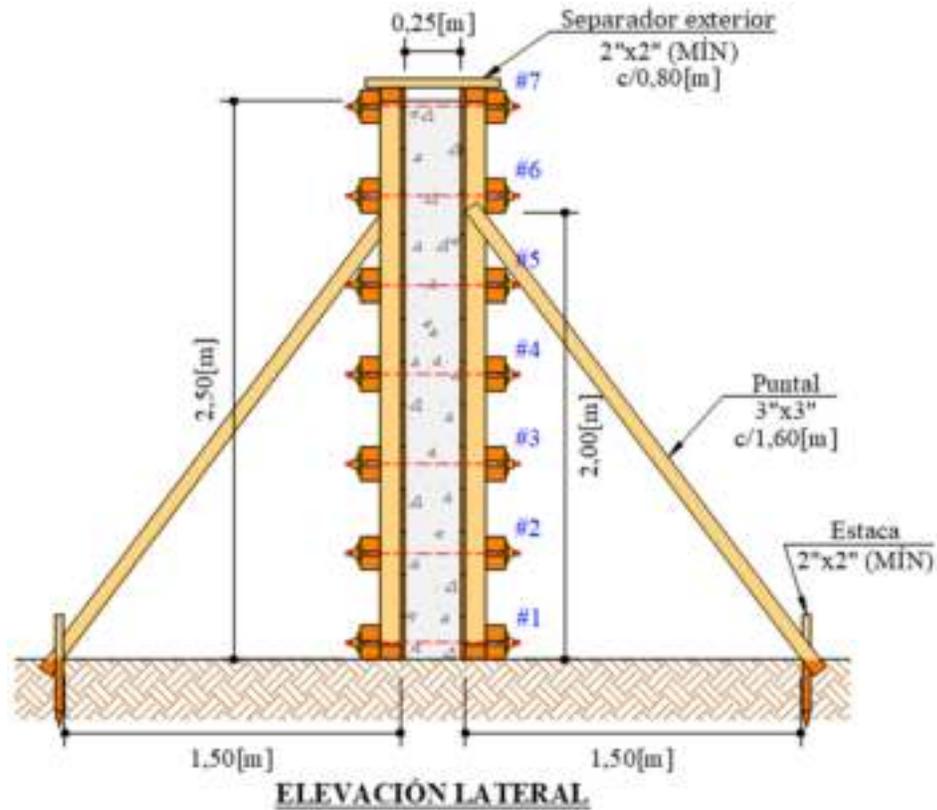
Reemplazando estos valores:

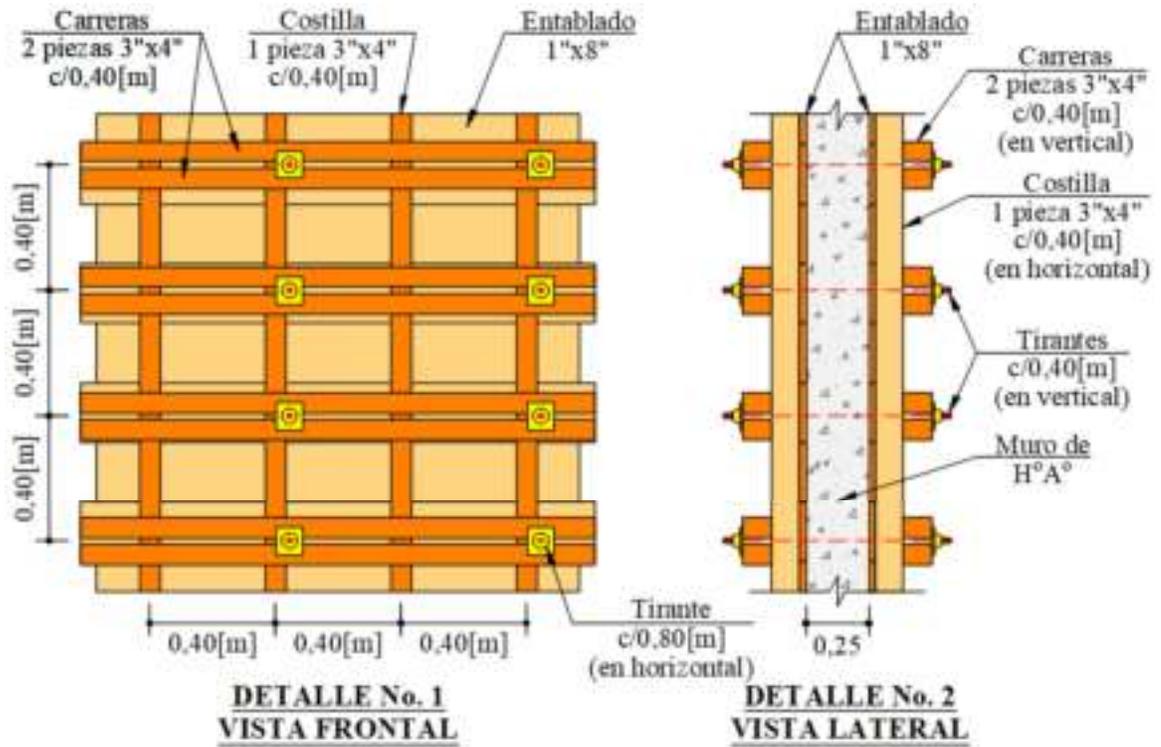
$$N' = \left(\frac{2,16}{\phi_c} \right) \cdot \left(\frac{\phi_c \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (17,24) \rightarrow N' = 17,87 \text{ [kN]}$$

Por tanto: $N_{(Pu)} \leq N'$

$7,00 \leq 17,87$ [kN] ✓ SI se verifica la seguridad al pandeo

PASO 8. ESQUEMA FINAL DEL ENCOFRADO.





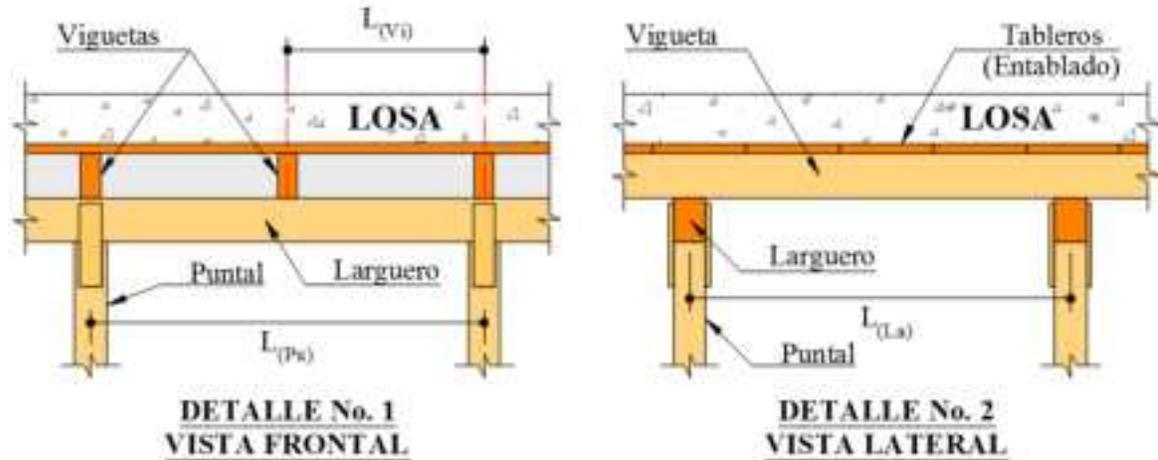
3.3.3. DISEÑO DE ENCOFRADO DE LOSA SEGÚN LA “ASD”.

- Espesor de la losa (maciza): $e = 0,10$ [m]
- Altura entre pisos: $H = 2,80$ [m]
- Peso específico del Hormigón: $\gamma_{H^{\circ}} = 24$ [kN/m³]
- Tensiones admisibles para maderas del GRUPO B:
 - $f_m = 14700,0$ [kN/m²]
 - $f_v = 1176,0$ [kN/m²]
 - $f_{c\perp} = 2744,0$ [kN/m²]
 - $E_{prom} = 9800000$ [kN/m²]
 - $E_{min} = 7350000$ [kN/m²]
- El entablado del piso se lo realizará con tablonetes de 1”.
- Madera en condiciones secas, menores a 19% de contenido de humedad.
- Límite de deflexión para “L/360”, pero no mayor que 1/16 [pulg].
- Temperatura ambiente media: $T=15$ [°C].
- No se usarán buggies motorizados ni cucharas de hormigón para el vertido.



PASO 1. ESQUEMA DEL ENCOFRADO.

El encofrado tipo a diseñar será el siguiente:



PASO 2. CARGAS SOBRE LOS TABLEROS.

- Carga muerta del Hormigón vaciado:

$$CM_{LOSA} = \gamma^H \cdot e$$

$$CM_{LOSA} = 24 \cdot (0,10) = 2,40 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

- Carga muerta estimada del material de encofrado:

$$CE = CE_{ASUMIDO} \quad ; \quad (CE_{MÍN} = 0,5 \text{ [kN/m}^2\text{)})$$

$$CE = 0,80 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

- Carga viva de trabajadores, herramientas y equipo:

$$CV = CV_{ASUMIDO} \quad ; \quad (CV_{MÍN} = 2,4 \text{ [kN/m}^2\text{)})$$

$$CV = 2,50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

- Carga Total de diseño sobre los Tableros:

$$P_{TOT} = CM_{LOSA} + CE + CV$$

$$P_{TOT} = 5,70 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

PASO 3. DISEÑO DEL ENTABLADO.

3.1) Escuadría del Entablado.

De acuerdo al enunciado de este ejemplo, podríamos optar por tablas de 1”x8”.

PASO 4. DISEÑO DE VIGUETAS.

4.1) Carga de diseño sobre los Tableros.

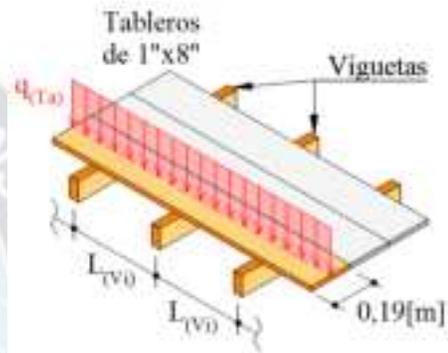
Considerando una amplia franja de un Tablero (viga continua), con una escuadría de 1”x8” (adoptado), la cual lleva una carga uniformemente distribuida igual a “ $q_{(Ta)}$ ” a lo largo de toda su longitud y que tiene las Viguetas como apoyos equidistantes entre sí.

La carga “ $q_{(Ta)}$ ” viene a ser:

$$q_{(Ta)} = P_{TOT} \cdot ANCHO_{(8'')}$$

$$q_{(Ta)} = 5,70 \cdot (0,19)$$

$$q_{(Ta)} = 1,08 \text{ [kN/m]}$$



4.2) Escuadría de las Viguetas.

Consideraremos que se usarán Viguetas de 2”x4”.

4.3) Espaciamiento de Viguetas por Flexión en los Tableros.

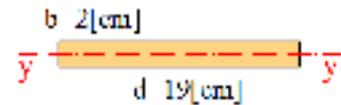
El momento flector máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es: $M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{10}$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L^2}{10} \leq f_m \cdot S \quad \rightarrow \quad L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot f_m \cdot S}{q}}$$

Donde:

- $q = q_{(Ta)} = 1,08 \text{ [kN/m]}$
- $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2] + 10\% = 16170,0 \text{ [kN/m}^2]$
- Para un tablero 1”x8” : $S = S_y = 1,26 \times 10^{-5} \text{ [m}^3]$



Reemplazando estos valores:

$$L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot f_m \cdot S_y}{q_{(Ta)}}} = \sqrt{\frac{10 \cdot (16170,0) \cdot (1,26 \times 10^{-5})}{1,08}} \quad \rightarrow \quad L \leq 1,37 \text{ [m]}$$

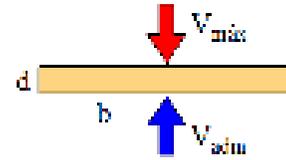
4.4) Espaciamiento de Viguetas por Corte en los Tableros.

El cortante máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es: $V_{\text{máx}} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot L$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{3}{5} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot f_v \cdot (b \cdot d)$$

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{f_v \cdot (b \cdot d)}{q} \right)$$



Donde:

- $q = q_{(Ta)} = 1,08$ [kN/m]
- $f_v = 1176,0$ [kN/m²] + 10% = 1293,6 [kN/m²]
- Para un tablero 1”x8”: $b = 8$ [pulg] = 0,19 [m]
- $d = 1$ [pulg] = 0,02 [m]

Reemplazando estos valores:

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{f_v \cdot (b \cdot d)}{q_{(Ta)}} \right) = \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{1293,6 \cdot (0,19 \cdot 0,02)}{1,08} \right) \quad \rightarrow \quad L \leq 5,06$$
 [m]

Antes de definir una separación final entre las Viguetas, se debe realizar un último análisis que vendría a ser el de la deflexión en los Tableros.

4.5) Espaciamiento de Viguetas por Deflexión en los Tableros.

El análisis deberá realizarse de tal forma que se verifiquen las separaciones “L” entre las Viguetas para los límites admisibles de deflexión en los Tableros.

Ahora, de todos los valores posibles para “L”, teniendo presente las recomendaciones prácticas y las razones constructivas, tomamos aquellos valores que estén dentro del rango inferior de los rangos calculados por Flexión y Corte, en nuestro caso: $L \leq 1,36$ [m] (calculado por Flexión). Seguidamente realizamos la verificación de la deflexión.

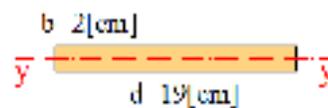
PARA $L=1,00$ [m]

La deflexión máxima, en una viga continua, es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I}$$

Donde:

- $q = q_{(Ta)} = 1,08$ [kN/m]
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000$ [kN/m²]
- $I = I_y = 1,27 \times 10^{-7}$ [m⁴]



Reemplazando valores:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{(Ta)} \cdot L^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_y} = \frac{1,08 \cdot (1,00^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (1,27 \times 10^{-7})} \cdot 1000 \rightarrow \Delta_{\text{máx}} = 6,0 \text{ [mm]}$$

La deflexión máxima admisible de cada Tablero estará definida por:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L/360 \\ 1/16 \text{ [pu lg]} \end{cases}$$

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} 1000/360 = 2,8 \text{ [mm]} \\ 1/16 \text{ [pu lg]} = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \rightarrow \Delta_{\text{adm}} \leq 1,6 \text{ [mm]}$$

Por tanto: $\Delta_{\text{máx}} > \Delta_{\text{adm}}$
 $6,0 > 1,6 \text{ [mm]}$ ✗ NO se verifica la Deflexión

PARA L=0,80 [m]

Reemplazando valores para la deflexión máxima:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{(Ta)} \cdot L^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_y} = \frac{1,08 \cdot (0,80^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (1,27 \times 10^{-7})} \cdot 1000 \rightarrow \Delta_{\text{máx}} = 2,5 \text{ [mm]}$$

Ahora, reemplazando valores para la deflexión máxima admisible:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L/360 = 800/360 = 2,2 \text{ [mm]} \\ 1/16 \text{ [pu lg]} = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \rightarrow \Delta_{\text{adm}} \leq 1,6 \text{ [mm]}$$

Por tanto: $\Delta_{\text{máx}} > \Delta_{\text{adm}}$
 $2,5 > 1,6 \text{ [mm]}$ ✗ NO se verifica la Deflexión

PARA L=0,50 [m]

Reemplazando valores para la deflexión máxima:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{(Ta)} \cdot L^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_y} = \frac{1,08 \cdot (0,50^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (1,27 \times 10^{-7})} \cdot 1000 \rightarrow \Delta_{\text{máx}} = 0,4 \text{ [mm]}$$

Ahora, reemplazando valores para la deflexión máxima admisible:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L/360 = 500/360 = 1,4 \text{ [mm]} \\ 1/16 \text{ [pu lg]} = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \rightarrow \Delta_{\text{adm}} \leq 1,4 \text{ [mm]}$$

Por tanto: $\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}}$
 $0,4 \leq 1,4 \text{ [mm]}$ ✓ SI se verifica la Deflexión

Entonces, de acuerdo al análisis realizado por Flexión, Corte y Deflexión, podemos asumir: $L_{(vi)}=0,50$ [m] como la separación entre Viguetas a lo largo de toda la losa.

PASO 5. DISEÑO DE LARGUEROS.

5.1) Carga de diseño sobre las Viguetas.

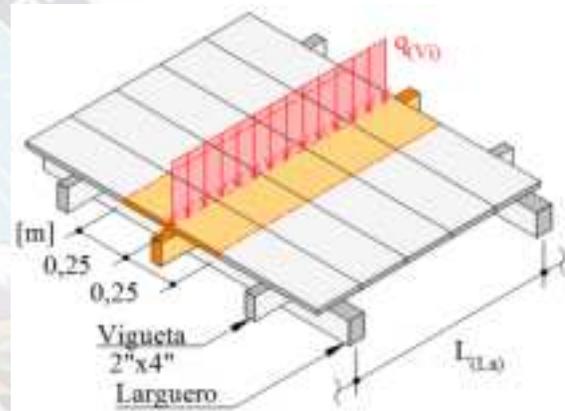
Nuevamente asumimos el modelo matemático de una viga continua, que en nuestro caso sería una Vigüeta, sobre la que actúa una carga uniformemente distribuida igual a “ $q_{(vi)}$ ” a lo largo de toda su longitud y que tiene a los Largüeros como apoyos equidistantes entre sí.

La carga “ $q_{(vi)}$ ” viene a ser:

$$q_{(vi)} = P_{TOT} \cdot \left(\frac{L_{(vi)}}{2} + \frac{L_{(vi)}}{2} \right)$$

$$q_{(vi)} = 5,70 \cdot \left(\frac{0,50}{2} + \frac{0,50}{2} \right)$$

$$q_{(vi)} = 2,85 \text{ [kN/m]}$$



5.2) Escuadría de los Largüeros.

Consideraremos el uso de Largüeros de 3"x4”.

5.3) Espaciamiento de Largüeros por Flexión en las Viguetas.

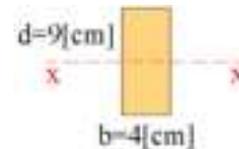
El momento flector máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es: $M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{10}$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L^2}{10} \leq f_m \cdot S \quad \rightarrow \quad L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot f_m \cdot S}{q}}$$

Donde:

- $q = q_{(vi)} = 2,85$ [kN/m]
- $f_m = 14700,0$ [kN/m²] + 10% = 16170,0 [kN/m²]
- Para una Vigüeta 2"x4”: $S = S_x = 5,40 \times 10^{-5}$ [m³]



Reemplazando estos valores:

$$L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot f_m \cdot S_x}{q_{(vi)}}} = \sqrt{\frac{10 \cdot (16170,0) \cdot (5,40 \times 10^{-5})}{2,85}} \quad \rightarrow \quad L \leq 1,75 \text{ [m]}$$

5.4) Espaciamiento de Largueros por Corte en las Viguetas.

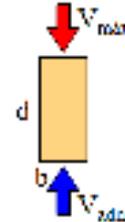
El cortante máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es:

$$V_{\text{máx}} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot L$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{3}{5} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot f_v \cdot (b \cdot d)$$

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{f_v \cdot (b \cdot d)}{q} \right)$$



Donde:

- $q = q_{(vi)} = 2,85$ [kN/m]
- $f_v = 1176,0$ [kN/m²] + 10% = 1293,6 [kN/m²]
- Para una Vigueta 2”x4”: $b = 2$ [pulg] = 0,04 [m]
 $d = 4$ [pulg] = 0,09 [m]

Reemplazando estos valores:

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{f_v \cdot (b \cdot d)}{q_{(vi)}} \right) = \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{1293,6 \cdot (0,04 \cdot 0,09)}{2,85} \right) \quad \rightarrow \quad L \leq 1,82$$
 [m]

Antes de definir una separación final entre los Largueros, se debe realizar un último análisis que vendría a ser el de la deflexión en las Viguetas.

5.5) Espaciamiento de Largueros por Deflexión en las Viguetas.

El análisis deberá realizarse de tal forma que se verifiquen las separaciones entre los Largueros para los límites admisibles de deflexión en las Viguetas.

Ahora, de todos los valores posibles para “L”, teniendo siempre presente las recomendaciones prácticas y las razones constructivas, tomamos aquellos valores que estén dentro del rango inferior de los rangos calculados por Flexión y Corte, en nuestro caso: $L \leq 1,75$ [m] (calculado por Flexión), para luego verificar de la Deflexión.

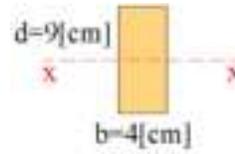
PARA $L=1,00$ [m]

La deflexión máxima, en una viga continua, es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I}$$

Donde:

- $q = q_{(Vi)} = 2,85 \text{ [kN/m]}$
- $E = E_{prom} = 9800000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- $I = I_x = 2,43 \times 10^{-6} \text{ [m}^4\text{]}$



Reemplazando valores:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{(Vi)} \cdot L^4}{145 \cdot E_{prom} \cdot I_x} = \frac{2,85 \cdot (1,00^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (2,43 \times 10^{-6})} \cdot 1000 \rightarrow \Delta_{\text{máx}} = 0,8 \text{ [mm]}$$

La deflexión máxima admisible de las Viguetas estará definida por:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L / 360 \\ 1 / 16 \text{ [pu lg]} \end{cases}$$

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} 1000 / 360 = 2,8 \text{ [mm]} \\ 1 / 16 \text{ [pu lg]} = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \rightarrow \Delta_{\text{adm}} \leq 1,6 \text{ [mm]}$$

Por tanto:

$$\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}}$$

$$0,8 \leq 1,6 \text{ [mm]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica la Deflexión}$$

Entonces, de acuerdo al análisis realizado por Flexión, Corte y Deflexión, podemos asumir:

$L_{(L.a)} = 1,00 \text{ [m]}$ como la separación entre Largueros a lo largo de toda la losa.

5.6) Aplastamiento entre Viguetas y Largueros.

Carga aplicada:

$$N_{\text{apl}} = P_{\text{TOT}} \cdot A_{\text{trib}}$$

$$N_{\text{apl}} = (5,70) \cdot (0,50 \cdot 1,00) = 2,85 \text{ [kN]}$$

Área de contacto entre una Vigueta y un Larguero:

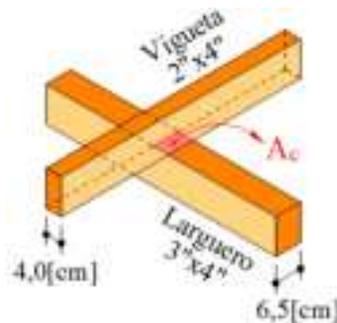
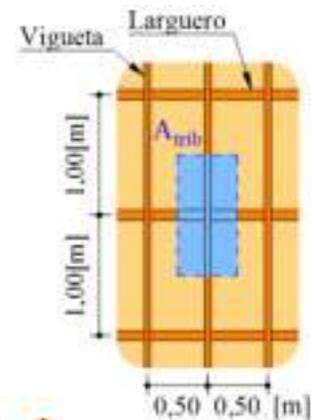
$$A_c = b_2'' \cdot b_3''$$

$$A_c = (0,04) \cdot (0,065) = 2,6 \times 10^{-3} \text{ [m}^2\text{]}$$

Tensión originada:

$$P_{\perp} = \frac{N_{\text{apl}}}{A_c} = \frac{2,85}{2,6 \times 10^{-3}}$$

$$P_{\perp} = 1096,2 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$



Tensión admisible:

$$f_{c\perp} = 2744,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Por tanto: $P_{\perp} \leq f_{c\perp}$

$$1096,2 \leq 2744,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica la seguridad al aplastamiento}$$

De acuerdo a los resultados mostrados se evidencia que no abra problemas de aplastamiento entre las Viguetas y Largueros.

5.7) Aplastamiento del Puntal sobre el Larguero.

Área tributaria sobre cada puntal:

De acuerdo al esquema en planta mostrado en la figura:

$$A_{trib} = (1,00) \cdot (1,00)$$

$$A_{trib} = 1,00 \text{ [m}^2\text{]}$$

Carga axial sobre cada Puntal:

$$N_{(Pu)} = P_{TOT} \cdot A_{trib}$$

$$N_{(Pu)} = (5,70) \cdot (1,00)$$

$$N_{(Pu)} = 5,70 \text{ [kN]}$$

Tensión originada:

$$P_{\perp} = \frac{N_{(Pu)}}{A_{3" \times 3"}} = \frac{5,70}{4,22 \times 10^{-3}}$$

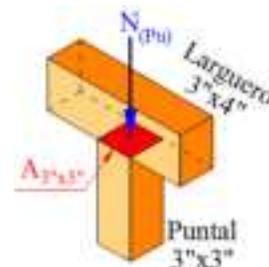
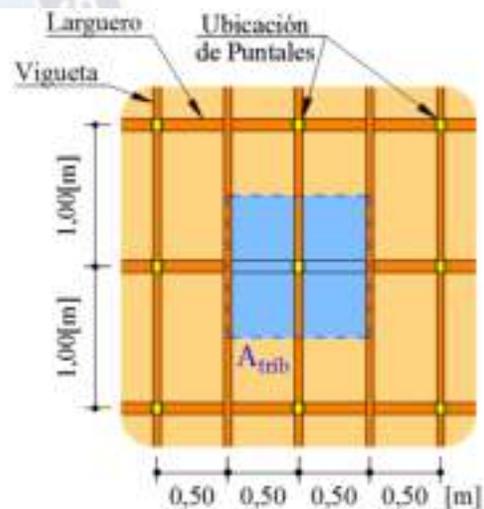
$$P_{\perp} = 1350,7 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Tensión admisible:

$$f_{c\perp} = 2744,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Por tanto: $P_{\perp} \leq f_{c\perp}$

$$1350,7 \leq 2744,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica}$$



Con esto, se verifica que no existe problema de aplastamiento sobre el Larguero debido al apoyo sobre el Puntal.

PASO 6. DISEÑO DE PUNTALES.

6.1) Escuadría de los Puntales.

Como se usarán largueros de 3"x4" podríamos partir de una escuadría de puntales rectangulares de 3"x3" de tal manera que se ajuste exactamente al ancho del larguero, entonces, ya escogida las dimensiones del puntal sólo resta realizar las verificaciones respectivas.

6.2) Carga de diseño sobre los Largueros.

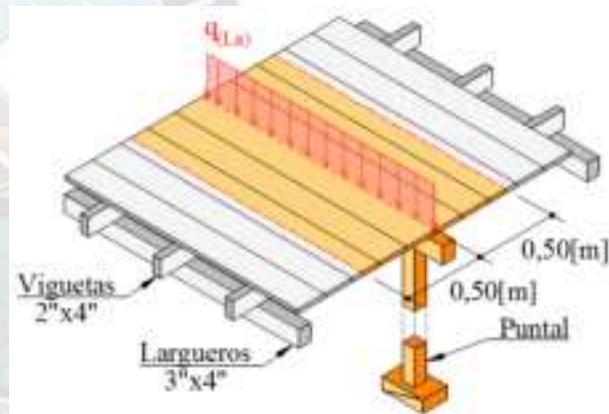
Una vez mas asumimos el modelo matemático de una viga continua, que en nuestro sería el Larguero, sobre el que actúa una carga uniformemente distribuida igual a “ $q_{(La)}$ ” a lo largo de toda su longitud y que tiene a los Puntales como apoyos equidistantes entre sí.

La carga “ $q_{(La)}$ ” viene a ser:

$$q_{(La)} = P_{TOT} \cdot \left(\frac{L_{(La)}}{2} + \frac{L_{(La)}}{2} \right)$$

$$q_{(La)} = 5,70 \cdot \left(\frac{1,00}{2} + \frac{1,00}{2} \right)$$

$$q_{(La)} = 5,70 \text{ [kN/m]}$$



6.3) Espaciamiento de Puntales por Flexión en los Largueros.

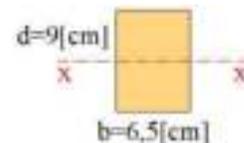
El momento flector máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es: $M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{10}$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L^2}{10} \leq f_m \cdot S \quad \rightarrow \quad L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot f_m \cdot S}{q}}$$

Donde:

- $q = q_{(La)} = 5,70 \text{ [kN/m]}$
- $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- Para un Larguero 3"x4": $S = S_x = 8,77 \times 10^{-5} \text{ [m}^3\text{]}$



Reemplazando estos valores:

$$L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot f_m \cdot S_x}{q_{(L.a)}}} = \sqrt{\frac{10 \cdot (14700,0) \cdot (8,77 \times 10^{-5})}{5,70}} \rightarrow L \leq 1,50 \text{ [m]}$$

6.4) Espaciamiento de Puntales por Corte en los Largueros.

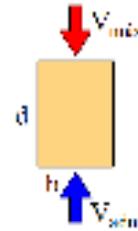
El cortante máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es:

$$V_{\text{máx}} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot L$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \rightarrow \frac{3}{5} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot f_v \cdot (b \cdot d)$$

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{f_v \cdot (b \cdot d)}{q} \right)$$



Donde:

- $q = q_{(L.a)} = 5,70 \text{ [kN/m]}$
- $f_v = 1176,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- Para un Larguero 3”x4”:
 $b = 3 \text{ [pulg]} = 0,065 \text{ [m]}$
 $d = 4 \text{ [pulg]} = 0,09 \text{ [m]}$

Reemplazando estos valores:

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{f_v \cdot (b \cdot d)}{q_{(L.a)}} \right) = \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{1176,0 \cdot (0,065 \cdot 0,09)}{5,70} \right) \rightarrow L \leq 1,34 \text{ [m]}$$

Antes de definir una separación final entre los Puntales, se debe realizar un último análisis que sería el de la deflexión en los Largueros.

6.5) Espaciamiento de Puntales por Deflexión en los Largueros.

El análisis deberá realizarse de tal forma que se verifiquen las separaciones entre los Puntales para los límites admisibles de deflexión en los Largueros.

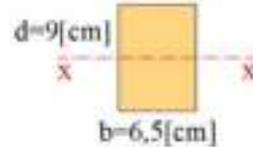
Ahora, de todos los valores posibles para “L”, teniendo siempre presente las recomendaciones prácticas y las razones constructivas, tomamos aquellos valores que estén dentro del rango inferior de los rangos calculados por Flexión y Corte, en nuestro caso: $L \leq 1,53 \text{ [m]}$ (calculado por Flexión). Seguidamente realizamos la verificación de la deflexión.

PARA L=1,00 [m]

La deflexión máxima, en una viga continua, es:
$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I}$$

Donde:

- $q = q_{(La)} = 5,70$ [kN/m]
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000$ [kN/m²]
- $I = I_x = 3,95 \times 10^{-6}$ [m⁴]



Reemplazando valores:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{(La)} \cdot L^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_x} = \frac{5,70 \cdot (1,00^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (3,95 \times 10^{-6})} \cdot 1000 \rightarrow \Delta_{\text{máx}} = 1,0 \text{ [mm]}$$

La deflexión máxima admisible de los Largueros estará definida por:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L / 360 \\ 1/16 [\text{pu lg}] \end{cases}$$

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} 1000 / 360 = 2,8 \text{ [mm]} \\ 1/16 [\text{pu lg}] = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \rightarrow \Delta_{\text{adm}} \leq 1,6 \text{ [mm]}$$

Por tanto: $\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}}$
 $1,0 \leq 1,6 \text{ [mm]} \quad \checkmark$ SI se verifica la Deflexión

Entonces, de acuerdo al análisis realizado por Flexión, Corte y Deflexión, podemos asumir: $L_{(Pu)}=1,00$ [m] como la separación entre Puntales a lo largo de toda la losa.

6.6) Verificación a Pandeo.

Para realizar la verificación al pandeo, previamente es necesario realizar el cálculo de la “carga admisible”, para tal efecto es necesario determinar el tipo de columna y para ello deberemos recurrir al parámetro denominado “Esbeltez”.

Altura de los Puntales:

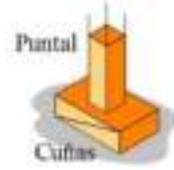
Como la altura entre pisos es 2,80 [m], la altura de cada Puntal viene a ser:

$$L = H - e - h_{\text{tablero}} - h_{\text{vigüeta}} - h_{\text{larguero}}$$

$$L = 2,80 - 0,10 - 0,02 - 0,09 - 0,09$$

$$L = 2,50 \text{ [m]}$$

NOTA.- No se están tomando en cuenta las cuñas al pie de cada Puntal, que habitualmente se colocan para facilitar el ajuste y retirado de los puntales.



Longitud efectiva: $L_{ef} = L$ (articulado en ambos extremos)

$$L_{ef} = 2,50 \text{ [m]}$$

Esbeltez geométrica: $\lambda_g = \frac{L_{ef}}{d_{3''}} = \frac{2,50}{0,065} \rightarrow \lambda_g = 38,46$

Tipo de Columna:

Para columnas del GRUPO B, de acuerdo a la tabla **Anexo 10:** $C_k = 18,34$

Ahora, como: $C_k \leq \lambda_g \leq 50 \rightarrow$ “Columna Larga”

Carga Axial admisible:

Para “columnas largas”, la carga admisible es: $N_{adm} = 0,329 \cdot \left(\frac{E \cdot A}{\lambda_g^2} \right)$

Donde:

$$- E = E_{\min} = 7350000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$- A = A_{3'' \times 3''} = 4,22 \times 10^{-3} \text{ [m}^2\text{]}$$

Reemplazando valores:

$$N_{adm} = 0,329 \cdot \left(\frac{E_{\min} \cdot A_{3'' \times 3''}}{\lambda_g^2} \right) = 0,329 \cdot \left(\frac{7350000 \cdot (4,22 \times 10^{-3})}{38,46^2} \right)$$

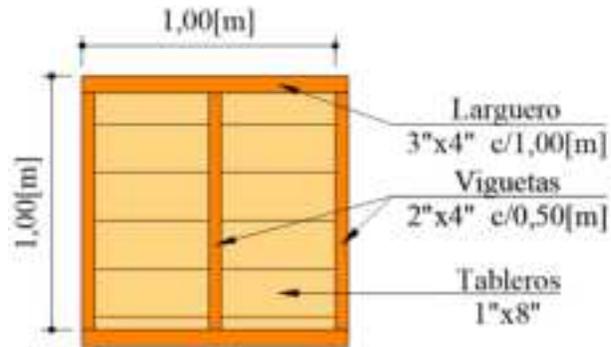
$$N_{adm} = 6,90 \text{ [kN]}$$

Cumpléndose lo siguiente:

$$N_{(Pu)} \leq N_{adm}$$

$$5,70 \leq 6,90 \text{ [kN]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica la seguridad al pandeo}$$

Ya habiendo terminado todo el diseño, con el objetivo de validar el valor asumido de la carga muerta de material de encofrado: $CE_{ASUMIDO} = 0,80 \text{ [kN/m}^2\text{]}$, podemos calcular el valor real de “CE”, para ello tomamos el valor del peso específico correspondiente: $\gamma_{GRUPO B} = 6,86 \text{ [kN / m}^3\text{]}$ (ver tabla **Anexo 9**).



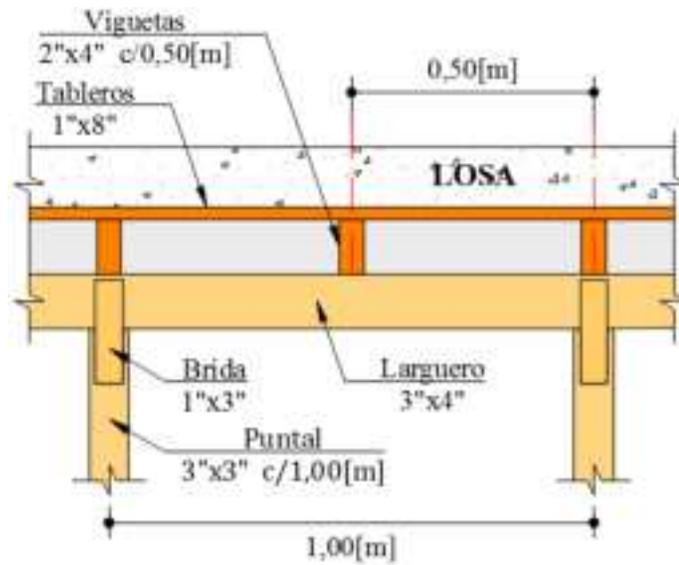
**MÓDULO DEL ENCOFRADO DE LA LOSA
(VISTA EN PLANTA)**

$$CE_{\text{REAL}} = \frac{[(0,065 \cdot 0,09 \cdot 1) + 2 \cdot (0,04 \cdot 0,09 \cdot 1) + (1 \cdot 1 \cdot 0,02)] \cdot 6,86 [\text{kN} / \text{m}^3]}{(1 \cdot 1) [\text{m}^2]}$$

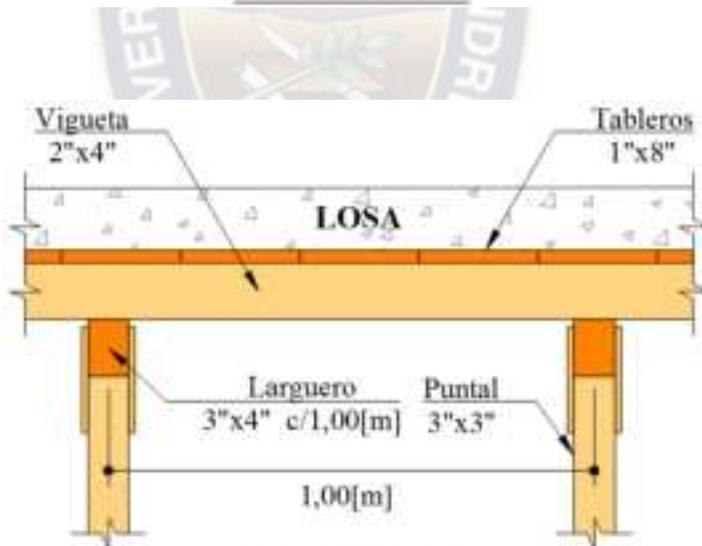
$$CE_{\text{REAL}} = 0,23 [\text{kN} / \text{m}^3]$$

Cumpléndose lo siguiente: $CE_{\text{REAL}} \leq CE_{\text{ASUMIDO}} \quad \checkmark \text{ OK}$

PASO 7. ESQUEMA FINAL DEL ENCOFRADO.



DETALLE No. 1
VISTA FRONTAL



DETALLE No. 2
VISTA LATERAL

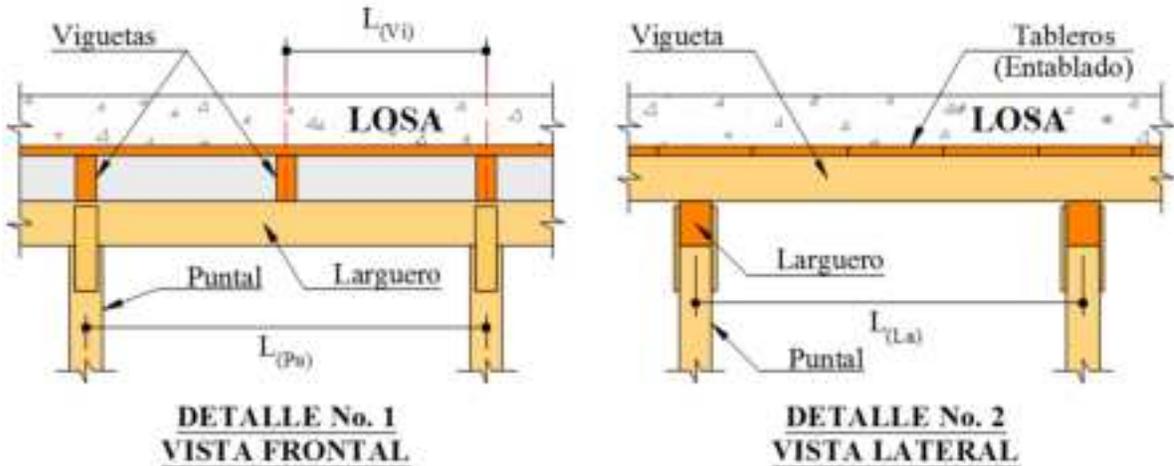
3.3.4. DISEÑO DE ENCOFRADO DE LOSA SEGÚN LA “LRFD”.

- Espesor de la losa (maciza): $e = 0,10$ [m]
- Altura entre pisos: $H = 2,80$ [m]
- Peso específico del Hormigón: $\gamma_{H^{\circ}} = 24$ [kN/m³]
- Tensiones admisibles para maderas del GRUPO B:
 - $f_m = 14700,0$ [kN/m²]
 - $f_v = 1176,0$ [kN/m²]
 - $f_{c\perp} = 2744,0$ [kN/m²]
 - $E_{prom} = 9800000$ [kN/m²]
 - $E_{min} = 7350000$ [kN/m²]
- El entablado del piso se lo realizará con tablonetes de 1”.
- Madera en condiciones secas, menores a 19% de contenido de humedad.
- Límite de deflexión para “L/360”, pero no mayor que 1/16 [pulg].
- Temperatura ambiente media: $T=15$ [°C].
- No se usarán buggies motorizados ni cucharas de hormigón para el vertido.



PASO 1. ESQUEMA DEL ENCOFRADO.

El encofrado tipo a diseñar será el siguiente:



PASO 2. CARGAS SOBRE LOS TABLEROS.

- Carga muerta del Hormigón vaciado:

$$CM_{LOSA} = \gamma^H \cdot e$$

$$CM_{LOSA} = 24 \cdot (0,10) = 2,40 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

- Carga muerta estimada del material de encofrado:

$$CE = CE_{ASUMIDO} \quad ; \quad (CE_{MÍN} = 0,5 \text{ [kN/m}^2\text{)})$$

$$CE = 0,80 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

- Carga viva de trabajadores, herramientas y equipo:

$$CV = CV_{ASUMIDO} \quad ; \quad (CV_{MÍN} = 2,4 \text{ [kN/m}^2\text{)})$$

$$CV = 2,50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

- Carga Total de diseño sobre los Tableros:

$$P_{TOT} = CM_{LOSA} + CE + CV$$

$$P_{TOT} = 5,70 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

PASO 3. DISEÑO DEL ENTABLADO.

3.1) Escuadría del Entablado.

De acuerdo al enunciado de este ejemplo, podríamos optar por tablas de 1”x8”.

PASO 4. DISEÑO DE VIGUETAS.

4.1) Carga de diseño sobre los Tableros.

Considerando una amplia franja de un Tablero (viga continua), con una escuadría de 1”x8” (adoptado), la cual lleva una carga uniformemente distribuida de diseño igual a “ $q_{d(Ta)}$ ” a lo largo de toda su longitud y que tiene las Viguetas como apoyos equidistantes entre sí.

La carga de servicio “ $q_{(Ta)}$ ” viene a ser:

$$q_{(Ta)} = P_{TOT} \cdot ANCHO_{(8'')}$$

$$q_{(Ta)} = 5,70 \cdot (0,19)$$

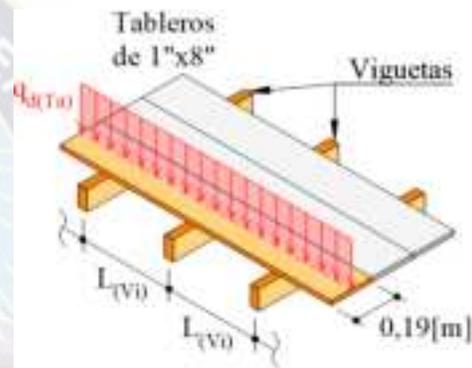
$$q_{(Ta)} = 1,08 \text{ [kN/m]}$$

Y la carga de diseño “ $q_{d(Ta)}$ ” viene a ser:

$$q_{d(Ta)} = 1,4 \cdot q_{(Ta)}$$

$$q_{d(Ta)} = 1,4 \cdot (1,08)$$

$$q_{d(Ta)} = 1,51 \text{ [kN/m]}$$



4.2) Escuadría de las Viguetas.

Consideraremos que se usarán Viguetas de 2”x4”.

4.3) Espaciamiento de Viguetas por Flexión en los Tableros.

Esfuerzo a Flexión Ajustado:
$$F'_b = K_F \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_m$$

Donde:

$$- K_F = 2,16/\phi_b$$

$$- \lambda = 0,6$$

$$- C_D = 1,25$$

$$- f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 16170,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Reemplazando estos valores:

$$F'_b = \left(\frac{2,16}{\phi_b} \right) \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (16170,0) \quad \rightarrow \quad F'_b = 16765,1 \text{ [kN / m}^2\text{]}$$

Espaciamiento por Flexión.

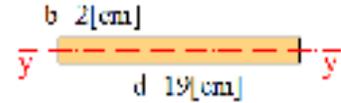
El momento flector máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es:
$$M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{10}$$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L^2}{10} \leq F'_b \cdot S \quad \rightarrow \quad L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot F'_b \cdot S}{q}}$$

Donde:

- $q = q_{d(Ta)} = 1,51 \text{ [kN/m]}$
- Para un tablero 1"x8": $S = S_y = 1,26 \times 10^{-5} \text{ [m}^3\text{]}$



Reemplazando estos valores:

$$L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot F'_b \cdot S_y}{q_{d(Ta)}}} = \sqrt{\frac{10 \cdot (16765,1) \cdot (1,26 \times 10^{-5})}{1,51}} \quad \rightarrow \quad L \leq 1,18 \text{ [m]}$$

4.4) Espaciamiento de Viguetas por Corte en los Tableros.

Esfuerzo a Corte Ajustado:
$$F'_v = K_F \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_v$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_v$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_v = 1176,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 1293,6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_v = \left(\frac{2,16}{\phi_v} \right) \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (1293,6) \quad \rightarrow \quad F'_v = 1341,2 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Espaciamiento por Corte.

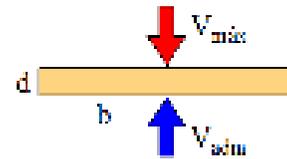
El cortante máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es:

$$V_{\text{máx}} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot L$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{3}{5} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot F'_v \cdot (b \cdot d)$$

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{F'_v \cdot (b \cdot d)}{q} \right)$$



Donde:

- $q = q_{d(Ta)} = 1,51 \text{ [kN/m]}$
- Para un tablero 1"x8": $b = 8 \text{ [pulg]} = 0,19 \text{ [m]}$
 $d = 1 \text{ [pulg]} = 0,02 \text{ [m]}$

Reemplazando estos valores:

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{F'_v \cdot (b \cdot d)}{q_{d(Ta)}} \right) = \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{1341,2 \cdot (0,19 \cdot 0,02)}{1,51} \right) \rightarrow L \leq 3,75 \text{ [m]}$$

Antes de definir una separación final entre las Viguetas, se debe realizar un último análisis que vendría a ser el de la deflexión en los Tableros.

4.5) Espaciamiento de Viguetas por Deflexión en los Tableros.

El análisis deberá realizarse de tal forma que se verifiquen las separaciones “L” entre las Viguetas para los límites admisibles de deflexión en los Tableros.

Ahora, de todos los valores posibles para “L”, teniendo presente las recomendaciones prácticas y las razones constructivas, tomamos aquellos valores que estén dentro del rango inferior de los rangos calculados por Flexión y Corte, en nuestro caso: $L \leq 1,18$ [m] (calculado por Flexión). Seguidamente realizamos la verificación de la deflexión.

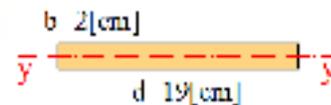
PARA $L=1,00$ [m]

La deflexión máxima, en una viga continua, es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I}$$

Donde:

- $q = q_{(Ta)} = 1,08$ [kN/m] (en servicio)
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000$ [kN/m²]
- $I = I_y = 1,27 \times 10^{-7}$ [m⁴]



Reemplazando valores:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{(Ta)} \cdot L^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_y} = \frac{1,08 \cdot (1,00^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (1,27 \times 10^{-7})} \cdot 1000 \rightarrow \Delta_{\text{máx}} = 6,0 \text{ [mm]}$$

La deflexión máxima admisible de cada Tablero estará definida por:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L / 360 \\ 1 / 16 \text{ [pu lg]} \end{cases}$$

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} 1000 / 360 = 2,8 \text{ [mm]} \\ 1 / 16 \text{ [pu lg]} = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \rightarrow \Delta_{\text{adm}} \leq 1,6 \text{ [mm]}$$

Por tanto:

$$\Delta_{\text{máx}} > \Delta_{\text{adm}}$$

$$6,0 > 1,6 \text{ [mm]} \quad \times \text{ NO se verifica la Deflexión}$$

PARA L=0,80 [m]

Reemplazando valores para la deflexión máxima:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{(Ta)} \cdot L^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_y} = \frac{1,08 \cdot (0,80^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (1,27 \times 10^{-7})} \cdot 1000 \rightarrow \Delta_{\text{máx}} = 2,5 \text{ [mm]}$$

Ahora, reemplazando valores para la deflexión máxima admisible:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L / 360 = 800 / 360 = 2,2 \text{ [mm]} \\ 1 / 16 [\text{pu lg}] = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \rightarrow \Delta_{\text{adm}} \leq 1,6 \text{ [mm]}$$

Por tanto:

$$\Delta_{\text{máx}} > \Delta_{\text{adm}}$$

$$2,5 > 1,6 \text{ [mm]} \quad \times \text{ NO se verifica la Deflexión}$$

PARA L=0,50 [m]

Reemplazando valores para la deflexión máxima:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{(Ta)} \cdot L^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_y} = \frac{1,08 \cdot (0,50^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (1,27 \times 10^{-7})} \cdot 1000 \rightarrow \Delta_{\text{máx}} = 0,4 \text{ [mm]}$$

Ahora, reemplazando valores para la deflexión máxima admisible:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L / 360 = 500 / 360 = 1,4 \text{ [mm]} \\ 1 / 16 [\text{pu lg}] = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \rightarrow \Delta_{\text{adm}} \leq 1,4 \text{ [mm]}$$

Por tanto:

$$\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}}$$

$$0,4 \leq 1,4 \text{ [mm]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica la Deflexión}$$

Entonces, de acuerdo al análisis realizado por Flexión, Corte y Deflexión, podemos asumir:

$L_{(vi)}=0,50 \text{ [m]}$ como la separación entre Viguetas a lo largo de toda la losa.

PASO 5. DISEÑO DE LARGUEROS.**5.1) Carga de diseño sobre las Viguetas.**

Nuevamente asumimos el modelo matemático de una viga continua, que en nuestro caso sería una Vigüeta, sobre la que actúa una carga uniformemente distribuida igual a “ $q_{(vi)}$ ” a lo largo de toda su longitud y que tiene a los Largüeros como apoyos equidistantes entre sí.

La carga “ $q_{(vi)}$ ” viene a ser:

$$q_{(vi)} = P_{TOT} \cdot \left(\frac{L_{(vi)}}{2} + \frac{L_{(vi)}}{2} \right)$$

$$q_{(vi)} = 5,70 \cdot \left(\frac{0,50}{2} + \frac{0,50}{2} \right)$$

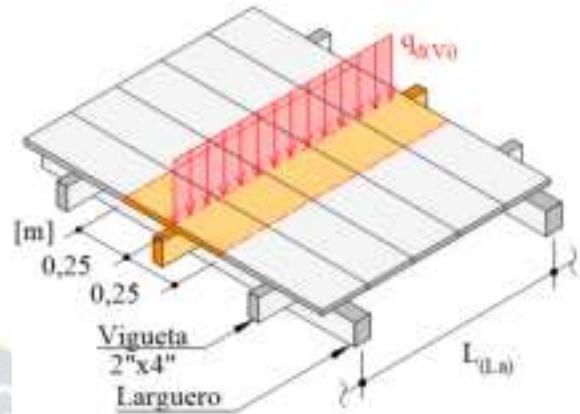
$$q_{(vi)} = 2,85 \text{ [kN/m]}$$

Y la carga de diseño “ $q_{d(vi)}$ ” viene a ser:

$$q_{d(vi)} = 1,4 \cdot q_{(vi)}$$

$$q_{d(vi)} = 1,4 \cdot (2,85)$$

$$q_{d(vi)} = 3,99 \text{ [kN/m]}$$



5.2) Escuadría de los Largueros.

Consideraremos el uso de Largueros de 3”x4”.

5.3) Espaciamiento de Largueros por Flexión en las Viguetas.

Esfuerzo a Flexión Ajustado:
$$F'_b = K_F \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_m$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_b$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 16170,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_b = \left(\frac{2,16}{\phi_b} \right) \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (16170,0) \rightarrow F'_b = 16765,1 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Espaciamiento por Flexión.

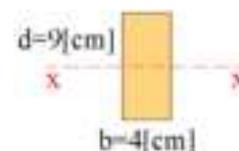
El momento flector máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es:
$$M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{10}$$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \rightarrow \frac{q \cdot L^2}{10} \leq F'_b \cdot S \rightarrow L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot F'_b \cdot S}{q}}$$

Donde:

- $q = q_{d(vi)} = 3,99 \text{ [kN/m]}$
- Para una Vigueta 2”x4”: $S = S_x = 5,40 \times 10^{-5} \text{ [m}^3\text{]}$



Reemplazando estos valores:

$$L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot F'_b \cdot S_x}{q_{d(vi)}}} = \sqrt{\frac{10 \cdot (16765,1) \cdot (5,40 \times 10^{-5})}{3,99}} \rightarrow L \leq 1,51 \text{ [m]}$$

5.4) Espaciamiento de Largueros por Corte en las Viguetas.

Esfuerzo a Corte Ajustado:
$$F'_v = K_F \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_v$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_v$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_v = 1176,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 1293,6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_v = \left(\frac{2,16}{\phi_v} \right) \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (1293,6) \rightarrow F'_v = 1341,2 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Espaciamiento por Corte.

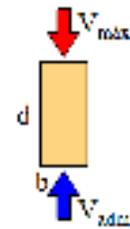
El cortante máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es:

$$V_{\text{máx}} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot L$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \rightarrow \frac{3}{5} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot F'_v \cdot (b \cdot d)$$

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{F'_v \cdot (b \cdot d)}{q} \right)$$



Donde:

- $q = q_{d(vi)} = 3,99 \text{ [kN/m]}$
- Para una Vigueta 2"x4": $b = 2 \text{ [pulg]} = 0,04 \text{ [m]}$
 $d = 4 \text{ [pulg]} = 0,09 \text{ [m]}$

Reemplazando estos valores:

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{F'_v \cdot (b \cdot d)}{q_{d(vi)}} \right) = \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{1341,2 \cdot (0,04 \cdot 0,09)}{3,99} \right) \rightarrow L \leq 1,34 \text{ [m]}$$

Antes de definir una separación final entre los Largueros, se debe realizar un último análisis que vendría a ser el de la deflexión en las Viguetas.

5.5) Espaciamiento de Largueros por Deflexión en las Viguetas.

El análisis deberá realizarse de tal forma que se verifiquen las separaciones entre los Largueros para los límites admisibles de deflexión en las Viguetas.

Ahora, de todos los valores posibles para “L”, teniendo siempre presente las recomendaciones prácticas y las razones constructivas, tomamos aquellos valores que estén dentro del rango inferior de los rangos calculados por Flexión y Corte, en nuestro caso: $L \leq 1,34$ [m] (calculado por Corte), para luego verificar de la Deflexión.

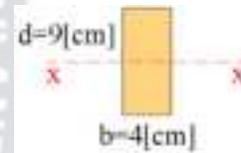
PARA $L=1,00$ [m]

La deflexión máxima, en una viga continua, es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I}$$

Donde:

- $q = q_{(Vi)} = 2,85$ [kN/m] (en servicio)
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000$ [kN/m²]
- $I = I_x = 2,43 \times 10^{-6}$ [m⁴]



Reemplazando valores:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{(Vi)} \cdot L^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_x} = \frac{2,85 \cdot (1,00^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (2,43 \times 10^{-6})} \cdot 1000 \rightarrow \Delta_{\text{máx}} = 0,8 \text{ [mm]}$$

La deflexión máxima admisible de las Viguetas estará definida por:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L / 360 \\ 1 / 16 \text{ [pu lg]} \end{cases}$$

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} 1000 / 360 = 2,8 \text{ [mm]} \\ 1 / 16 \text{ [pu lg]} = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \rightarrow \Delta_{\text{adm}} \leq 1,6 \text{ [mm]}$$

Por tanto: $\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}}$

$$0,8 \leq 1,6 \text{ [mm]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica la Deflexión}$$

Entonces, de acuerdo al análisis realizado por Flexión, Corte y Deflexión, podemos asumir: $L_{(L.a)}=1,00$ [m] como la separación entre Largueros a lo largo de toda la losa.

5.6) Aplastamiento entre Viguetas y Largueros.

Carga factorizada aplicada:

$$N_{apl} = 1,4 \cdot P_{TOT} \cdot A_{trib}$$

$$N_{apl} = 1,4 \cdot (5,70) \cdot (0,50 \cdot 1,00)$$

$$N_{apl} = 3,99 \text{ [kN]}$$

Área de contacto entre una Vigüeta y un Largüero:

$$A_c = b_2'' \cdot b_3'' = 0,04 \cdot (0,065)$$

$$A_c = 2,6 \times 10^{-3} \text{ [m}^2\text{]}$$

Tensión originada:

$$P_{\perp} = \frac{N_{apl}}{A_c} = \frac{3,99}{2,6 \times 10^{-3}}$$

$$P_{\perp} = 1534,6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Esfuerzo a Aplastamiento Ajustado:

$$F'_{c\perp} = K_F \cdot \phi_c \cdot \lambda \cdot f_{c\perp}$$

Donde:

$$- K_F = 1,875 / \phi_c$$

$$- \lambda = 0,6$$

$$- f_{c\perp} = 2744,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

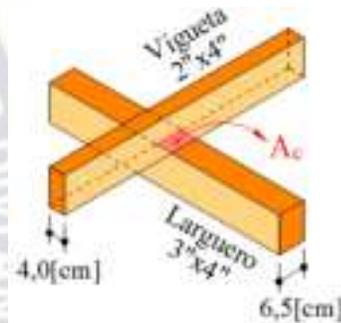
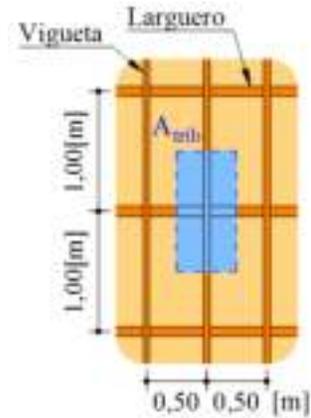
Reemplazando estos valores:

$$F'_{c\perp} = \left(\frac{1,875}{\phi_c} \right) \cdot \phi_c \cdot (0,6) \cdot (2744,0) \rightarrow F'_{c\perp} = 3087,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Cumpléndose: $P_{\perp} \leq F'_{c\perp}$

$$1534,6 \leq 3087,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica la seguridad al aplastamiento}$$

De acuerdo a los resultados mostrados se evidencia que no abra problemas de aplastamiento entre las Viguetas y Largueros.



5.7) Aplastamiento del Puntal sobre el Larguero.

Área tributaria sobre cada puntal:

De acuerdo al esquema en planta mostrado en la figura:

$$A_{trib} = (1,00) \cdot (1,00)$$

$$A_{trib} = 1,00 \text{ [m}^2\text{]}$$

Carga axial (factorada) sobre cada Puntal:

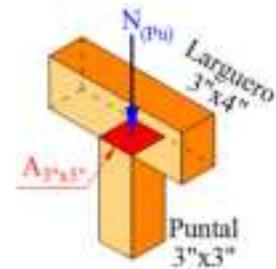
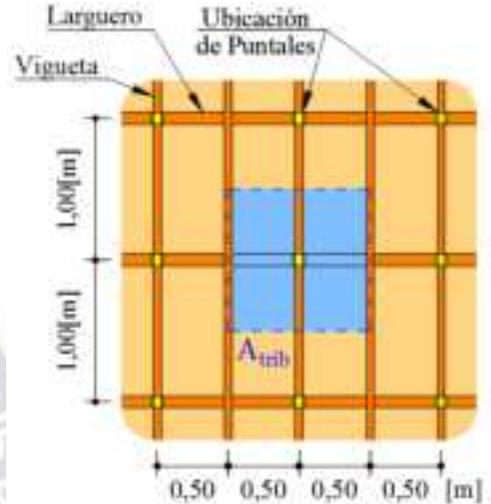
$$N_{(Pu)} = 1,4 \cdot P_{TOT} \cdot A_{trib} = 1,4 \cdot (5,70) \cdot (1,00)$$

$$N_{(Pu)} = 7,98 \text{ [kN]}$$

Tensión originada:

$$P_{\perp} = \frac{N_{(Pu)}}{A_{3" \times 3"}} = \frac{7,98}{4,22 \times 10^{-3}}$$

$$P_{\perp} = 1891,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$



Esfuerzo a Aplastamiento Ajustado (perpendicular al grano):

$$F'_{c\perp} = K_F \cdot \phi_c \cdot \lambda \cdot f_{c\perp}$$

Donde:

- $K_F = 1,875/\phi_c$
- $\lambda = 0,6$
- $f_{c\perp} = 2744,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_{c\perp} = \left(\frac{1,875}{\phi_c} \right) \cdot \phi_c \cdot (0,6) \cdot (2744,0) \quad \rightarrow \quad F'_{c\perp} = 3087,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Por tanto: $P_{\perp} \leq F'_{c\perp}$

$$1891,0 \leq 3087,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica la seguridad al aplastamiento}$$

Con esto, se verifica que no existe problema de aplastamiento sobre el Larguero debido al apoyo sobre el Puntal.

PASO 6. DISEÑO DE PUNTALES.

6.1) Escuadría de los Puntales.

Como se usarán largueros de 3"x4" podríamos partir de una escuadría de puntales rectangulares de 3"x3" de tal manera que se ajuste exactamente al ancho del larguero, entonces, ya escogida las dimensiones del puntal sólo resta realizar las verificaciones respectivas.

6.2) Carga de diseño sobre los Largueros.

Una vez mas asumimos el modelo matemático de una viga continua, que en nuestro sería el Larguero, sobre el que actúa una carga uniformemente distribuida igual a “ $q_{(La)}$ ” a lo largo de toda su longitud y que tiene a los Puntales como apoyos equidistantes entre sí.

La carga de servicio “ $q_{(La)}$ ” viene a ser:

$$q_{(La)} = P_{TOT} \cdot \left(\frac{L_{(La)}}{2} + \frac{L_{(La)}}{2} \right)$$

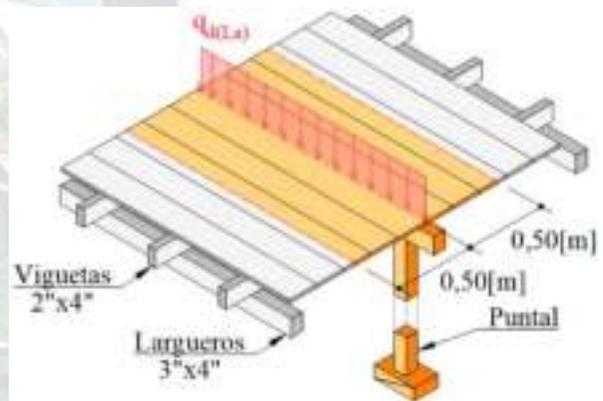
$$q_{(La)} = 5,70 \cdot \left(\frac{1,00}{2} + \frac{1,00}{2} \right)$$

$$q_{(La)} = 5,70 \text{ [kN/m]}$$

Y la carga de diseño “ $q_{d(La)}$ ” viene a ser:

$$q_{d(La)} = 1,4 \cdot q_{(La)} = 1,4 \cdot (5,70)$$

$$q_{d(La)} = 7,98 \text{ [kN/m]}$$



6.3) Espaciamiento de Puntales por Flexión en los Largueros.

Esfuerzo a Flexión Ajustado:

$$F'_b = K_F \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_m$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_b$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 16170,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_b = \left(\frac{2,16}{\phi_b} \right) \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (16170,0) \quad \rightarrow \quad F'_b = 16765,1 [\text{kN} / \text{m}^2]$$

Espaciamiento por Flexión.

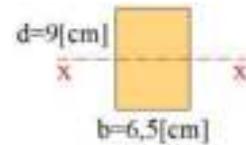
El momento flector máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es: $M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{10}$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L^2}{10} \leq F'_b \cdot S \quad \rightarrow \quad L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot F'_b \cdot S}{q}}$$

Donde:

- $q = q_{d(La)} = 7,98 [\text{kN/m}]$
- Para un Larguero 3"x4": $S = S_x = 8,77 \times 10^{-5} [\text{m}^3]$



Reemplazando estos valores:

$$L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot F'_b \cdot S_x}{q_{d(La)}}} = \sqrt{\frac{10 \cdot (16765,1) \cdot (8,77 \times 10^{-5})}{7,98}} \quad \rightarrow \quad L \leq 1,36 [\text{m}]$$

6.4) Espaciamiento de Puntales por Corte en los Largueros.

Esfuerzo a Corte Ajustado: $F'_v = K_F \cdot \frac{\phi_v \cdot \lambda}{C_D} \cdot f_v$

Donde:

- $K_F = 2,16 / \phi_v$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_v = 1176,0 [\text{kN/m}^2] + 10\% = 1293,6 [\text{kN/m}^2]$

Reemplazando estos valores:

$$F'_v = \left(\frac{2,16}{\phi_v} \right) \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (1293,6) \quad \rightarrow \quad F'_v = 1341,2 [\text{kN} / \text{m}^2]$$

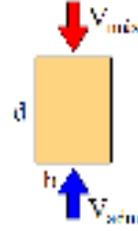
Espaciamiento por Corte.

El cortante máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es: $V_{\text{máx}} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot L$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{3}{5} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot F'_v \cdot (b \cdot d)$$

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{F'_v \cdot (b \cdot d)}{q} \right)$$



Donde:

- $q = q_{d(La)} = 7,98 \text{ [kN/m]}$
- Para un Larguero 3"x4": $b = 3 \text{ [pulg]} = 0,065 \text{ [m]}$
 $d = 4 \text{ [pulg]} = 0,09 \text{ [m]}$

Reemplazando estos valores:

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{F'_v \cdot (b \cdot d)}{q_{d(La)}} \right) = \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{1341,2 \cdot (0,065 \cdot 0,09)}{7,98} \right) \quad \rightarrow \quad L \leq 1,09 \text{ [m]}$$

Antes de definir una separación final entre los Puntales, se debe realizar un último análisis que sería el de la deflexión en los Largueros.

6.5) Espaciamiento de Puntales por Deflexión en los Largueros.

El análisis deberá realizarse de tal forma que se verifiquen las separaciones entre los Puntales para los límites admisibles de deflexión en los Largueros.

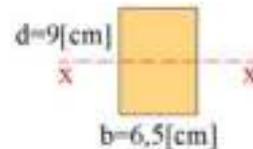
Ahora, de todos los valores posibles para “L”, teniendo siempre presente las recomendaciones prácticas y las razones constructivas, tomamos aquellos valores que estén dentro del rango inferior de los rangos calculados por Flexión y Corte, en nuestro caso: $L \leq 1,09 \text{ [m]}$ (calculado por Corte). Seguidamente realizamos la verificación de la deflexión.

PARA $L=1,00 \text{ [m]}$

La deflexión máxima, en una viga continua, es: $\Delta_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I}$

Donde:

- $q = q_{(La)} = 5,70 \text{ [kN/m]}$ (en servicio)
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- $I = I_x = 3,95 \times 10^{-6} \text{ [m}^4\text{]}$



Reemplazando valores:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{(La)} \cdot L^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_x} = \frac{5,70 \cdot (1,00^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (3,95 \times 10^{-6})} \cdot 1000 \quad \rightarrow \quad \Delta_{\text{máx}} = 1,0 \text{ [mm]}$$

La deflexión máxima admisible de los Largueros estará definida por:

$$\Delta_{adm} \leq \text{Menor} \begin{cases} L / 360 \\ 1/16 [pu lg] \end{cases}$$

$$\Delta_{adm} \leq \text{Menor} \begin{cases} 1000 / 360 = 2,8 [\text{mm}] \\ 1/16 [pu lg] = 1,6 [\text{mm}] \end{cases} \rightarrow \Delta_{adm} \leq 1,6 [\text{mm}]$$

Por tanto: $\Delta_{m\acute{a}x} \leq \Delta_{adm}$

$$1,0 \leq 1,6 [\text{mm}] \quad \checkmark \text{ SI se verifica la Deflexión}$$

Entonces, de acuerdo al análisis realizado por Flexión, Corte y Deflexión, podemos asumir: $L_{(Pu)}=1,00 [\text{m}]$ como la separación entre Puntales a lo largo de toda la losa.

6.6) Verificación a pandeo.

Para realizar la verificación al pandeo, previamente es necesario realizar el cálculo de la “carga admisible”, para tal efecto es necesario determinar el tipo de columna y para ello deberemos recurrir al parámetro denominado “Esbeltez”.

Altura de los puntales:

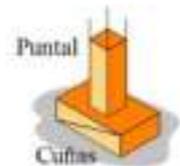
Como la altura entre pisos es 2,80 [m], la altura de cada Puntal viene a ser:

$$L = H - e - h_{\text{tablero}} - h_{\text{vigüeta}} - h_{\text{larguero}}$$

$$L = 2,80 - 0,10 - 0,02 - 0,09 - 0,09$$

$$L = 2,50 [\text{m}]$$

NOTA.- No se están tomando en cuenta las cuñas al pie de cada Puntal, que habitualmente se colocan para facilitar el ajuste y retirado de los puntales.



Longitud efectiva: $L_{ef} = L$ (articulado en ambos extremos)

$$L_{ef} = 2,50 [\text{m}]$$

Esbeltez geométrica: $\lambda_g = \frac{L_{ef}}{d_{3n}} = \frac{2,50}{0,065} \rightarrow \lambda_g = 38,46$

Tipo de Columna.

Para columnas del GRUPO B, de acuerdo a la tabla **Anexo 10:** $C_k = 18,34$

Ahora, como: $C_k \leq \lambda_g \leq 50 \rightarrow$ “Columna Larga”

Carga crítica de pandeo.

Para “columnas largas”, la carga crítica es:
$$N_{crit} = 0,822 \cdot \left(\frac{E \cdot A}{\lambda_g^2} \right)$$

Donde:

- $E = E_{min} = 7350000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- $A = A_{3" \times 3"} = 4,22 \times 10^{-3} \text{ [m}^2\text{]}$

Reemplazando valores:

$$N_{crit} = 0,822 \cdot \left(\frac{E_{min} \cdot A_{3" \times 3"}}{\lambda_g^2} \right) = 0,822 \cdot \left(\frac{7350000 \cdot (4,22 \times 10^{-3})}{38,46^2} \right)$$

$$N_{crit} = 17,24 \text{ [kN]}$$

Carga de pandeo Ajustada:
$$N' = K_F \cdot \left(\frac{\phi_c \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot N_{crit}$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_c$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$

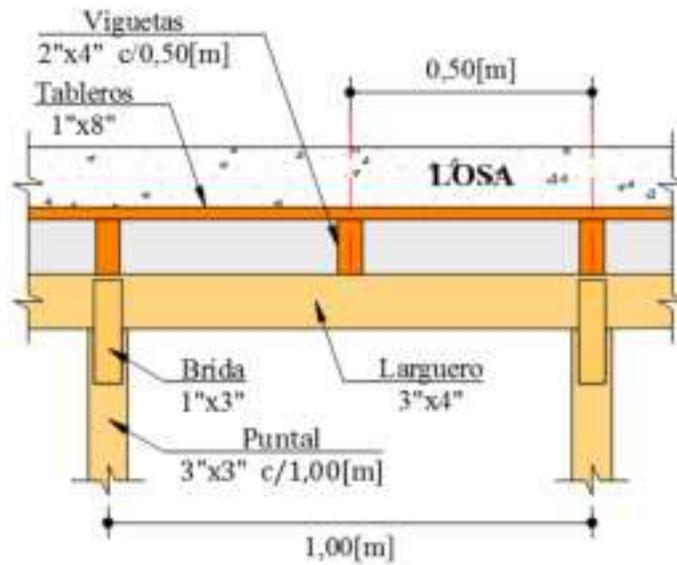
Reemplazando estos valores:

$$N' = \left(\frac{2,16}{\phi_c} \right) \cdot \left(\frac{\phi_c \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (17,24) \rightarrow N' = 17,87 \text{ [kN]}$$

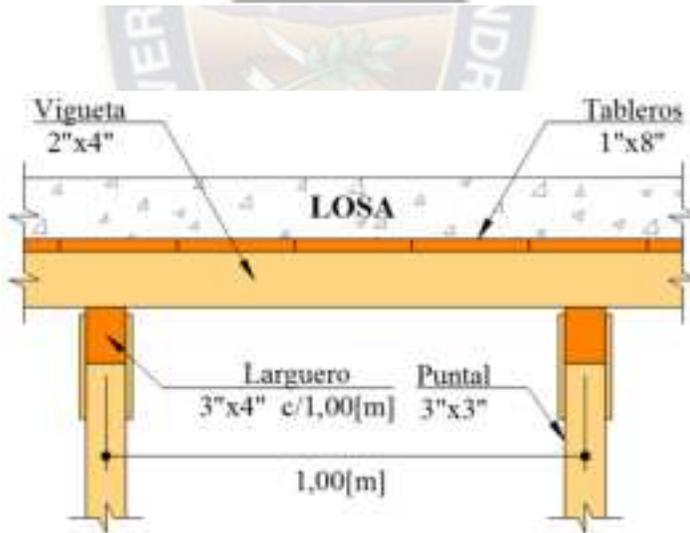
Por tanto: $N_{(Pu)} \leq N'$

$$7,98 \leq 17,87 \text{ [kN]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica la seguridad al pandeo}$$

PASO 7. ESQUEMA FINAL DEL ENCOFRADO.



DETALLE No. 1
VISTA FRONTAL



DETALLE No. 2
VISTA LATERAL

3.3.5. DISEÑO DE ENCOFRADO DE VIGA SEGÚN LA “ASD”.

- Espesor de la losa (maciza): $e = 0,10$ [m]
- Altura entre pisos: $H = 2,80$ [m]
- Peso específico del Hormigón: $\gamma_{H^{\circ}} = 24$ [kN/m³]
- Tensiones admisibles para maderas del GRUPO B:

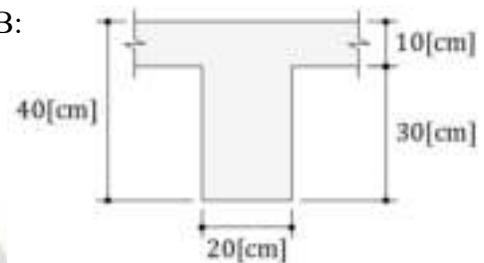
$$f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$f_v = 1176,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

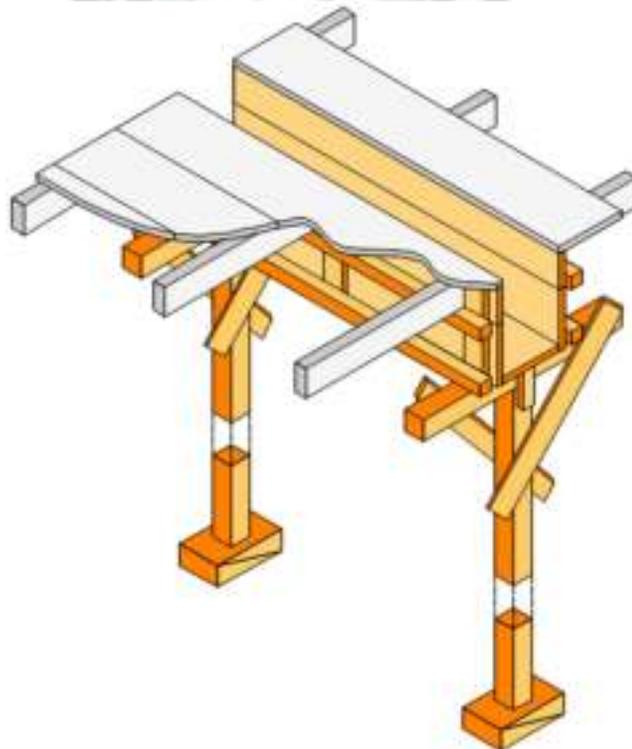
$$f_{c\perp} = 2744,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$E_{prom} = 9800000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$E_{mín} = 7350000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

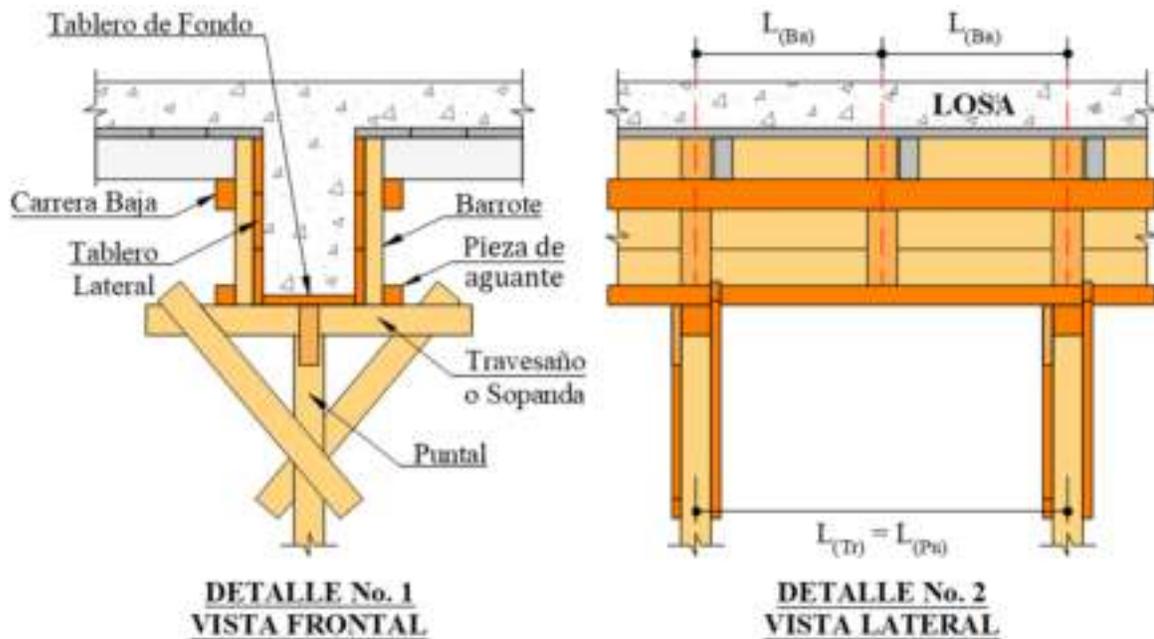


- Madera en condiciones secas, menores a 19% de contenido de humedad.
- Límite de deflexión para “L/360”, pero no mayor que 1/16 [pulg].
- Temperatura ambiente media: $T = 15$ [°C].
- No se usarán buggies motorizados ni cucharas de hormigón para el vertido.



PASO 1. ESQUEMA DEL TIPO DE ENCOFRADO.

El encofrado tipo a diseñar será el siguiente:



PASO 2. DISEÑO DEL TABLERO DE FONDO.

2.1) Cargas sobre el Tablero de Fondo.

- Carga muerta del Hormigón vaciado:

$$CM_{VIGA} = \gamma_{H^o} \cdot (Base \cdot Altura)$$

$$CM_{VIGA} = 24 \cdot (0,20 \cdot 0,40) = 1,92 \text{ [kN/m]}$$

- Carga muerta estimada del material de encofrado:

$$CE = CE_{ASUMIDO} \cdot Base \quad ; \quad (CE_{MÍN} = 0,5 \text{ [kN/m}^2])$$

$$CE = 0,80 \cdot (0,20) = 0,16 \text{ [kN/m]}$$

- Carga viva de trabajadores, herramientas y equipo:

$$CV = CV_{ASUMIDO} \cdot Base \quad ; \quad (CV_{MÍN} = 2,4 \text{ [kN/m}^2])$$

$$CV = 2,50 \cdot (0,20) = 0,50 \text{ [kN/m]}$$

- Carga Total sobre el Tablero de Fondo:

$$q_{(TF)} = CM_{VIGA} + CE + CV$$

$$q_{(TF)} = 2,58 \text{ [kN/m]}$$

2.2) Escuadría del Tablero de Fondo.

Asumiremos que para el Tablero de Fondo se utilizará un tablero de 1 [pulg] (2 [cm]) de espesor, con un ancho igual a la base de la misma viga, osea 20 [cm].

PASO 3. DISEÑO DE LOS TRAVESAÑOS O SOPANADAS.

3.1) Escuadría de los Travesaños.

Podríamos adoptar la escuadría mínima recomendada para este elemento. Por lo que las escuadrías para los travesaños serán de 3”x3”.

3.2) Espaciamiento de los Travesaños por Flexión en el Tablero de Fondo.

Considerando una amplia franja del Tablero de Fondo, con una escuadría de 2x20 [cm], para encontrar la separación máxima admisible entre Travesaños, podríamos asumir el modelo matemático de una viga continua sometida a una carga uniforme “ $q_{(TF)}$ ”.

El momento flector máximo, sobre el apoyo, en una viga continua es: $M_{\max} = \frac{q \cdot L^2}{10}$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\max} \leq M_r \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L^2}{10} \leq f_m \cdot S$$

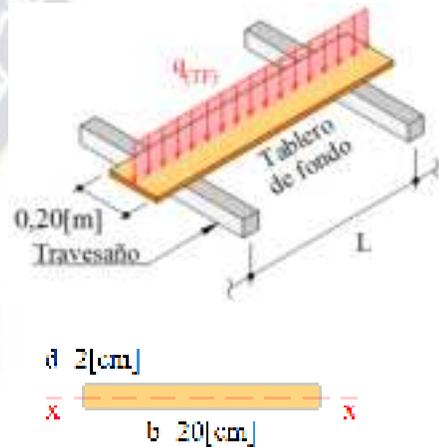
$$L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot f_m \cdot S}{q}}$$

Donde:

- $q = q_{(TF)} = 2,58$ [kN/m]
- $f_m = 14700,0$ [kN/m²]
- Para un tablero de 20x2 [cm]:
 $S = S_x = 1,333 \times 10^{-5}$ [m³]

Reemplazando estos valores:

$$L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot f_m \cdot S_x}{q_{(TF)}}} = \sqrt{\frac{10 \cdot (14700,0) \cdot (1,333 \times 10^{-5})}{2,58}} \quad \rightarrow \quad L \leq 0,87$$
 [m]



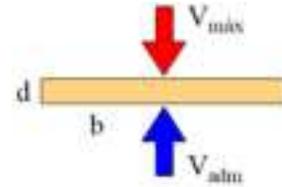
3.3) Espaciamiento de los Travesaños por Corte en el Tablero de Fondo.

El cortante máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es: $V_{\max} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot L$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{3}{5} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot f_v \cdot (b \cdot d)$$

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{f_v \cdot (b \cdot d)}{q} \right)$$



Donde:

- $q = q_{(TF)} = 2,58$ [kN/m]
- $f_v = 1176,0$ [kN/m²]
- Para un tablero de 20x2 [cm]: $b = 0,20$ [m]
 $d = 0,02$ [m]

Reemplazando estos valores:

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{f_v \cdot (b \cdot d)}{q_{(TF)}} \right) = \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{1176,0 \cdot (0,20 \cdot 0,02)}{2,58} \right) \quad \rightarrow \quad L \leq 2,03$$
 [m]

Antes de definir una separación final entre los Travesaños, se debe realizar un último análisis que vendría a ser el de la deflexión en el Tablero de Fondo.

3.4) Espaciamiento de los Travesaños por Deflexión en los Tableros de Fondo.

El análisis deberá realizarse de tal forma que se verifiquen las separaciones entre los Travesaños para los límites admisibles de deflexión en el Tablero de Fondo.

Ahora, de todos los valores posibles para “L”, teniendo presente las recomendaciones prácticas y las razones constructivas, tomamos aquellos valores que estén dentro del rango inferior de los rangos calculados por Flexión y Corte, en nuestro caso: $L \leq 0,86$ [m] (calculado por Flexión). Seguidamente realizamos la verificación de la deflexión.

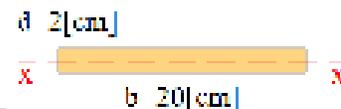
PARA $L=0,50$ [m]

La deflexión máxima, en una viga continua, es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I}$$

Donde:

- $q = q_{(TF)} = 2,58$ [kN/m]
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000$ [kN/m²]
- Para un tablero de 20x2 [cm]: $I = I_x = 1,333 \times 10^{-7}$ [m⁴]



Reemplazando valores:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{(\text{TF})} \cdot L^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_x} = \frac{2,58 \cdot (0,50^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (1,333 \times 10^{-7})} \cdot 1000 \rightarrow \Delta_{\text{máx}} = 0,9 \text{ [mm]}$$

La deflexión máxima admisible del Tablero de Fondo estará definida por:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L / 360 \\ 1 / 16 \text{ [pu lg]} \end{cases}$$

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} 500 / 360 = 1,4 \text{ [mm]} \\ 1 / 16 \text{ [pu lg]} = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \rightarrow \Delta_{\text{adm}} \leq 1,4 \text{ [mm]}$$

Por tanto:

$$\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}}$$

$$0,9 \leq 1,4 \text{ [mm]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica la Deflexión}$$

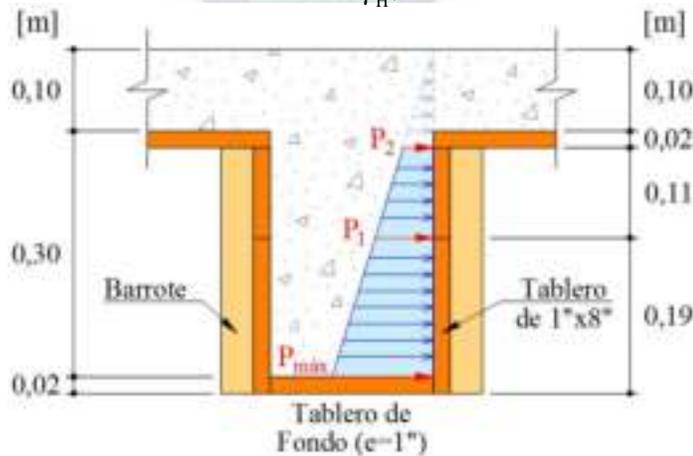
De acuerdo al análisis de Flexión, Corte y Deflexión, podemos asumir 0,50 [m] como la separación entre travesaños a lo largo de toda la viga, además, esta separación viene a ser también la separación entre puntales, es decir: $L_{(\text{Tr})} = L_{(\text{Pu})} = 0,50 \text{ [m]}$.

PASO 4. PRESIONES LATERALES Y DISEÑO DEL TABLERO LATERAL.

4.1) Presiones Laterales.

Las presiones sobre los tableros laterales se las calculará mediante la expresión:

$$P = \gamma_H \cdot h$$



$$P_{\text{máx}} = 24 \cdot (0,40) \rightarrow P_{\text{máx}} = 9,60 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$P_1 = 24 \cdot (0,10 + 0,02 + 0,11) \rightarrow P_1 = 5,52 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$P_2 = 24 \cdot (0,10 + 0,02) \rightarrow P_2 = 2,88 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

4.2) Escuadría del Tablero Lateral.

Asumiremos el uso de tableros laterales inferiores de 1”x8”.

PASO 5. DISEÑO DE LOS BARROTES.

En principio analizaremos uno de los dos Tableros Laterales inferiores, que mencionábamos en el punto anterior, serán de 1”x8” (2x19 [cm]).

5.1) Escuadría de los Barrotes.

Haciendo caso a las recomendaciones prácticas y constructivas, adoptamos la escuadría mínima prescrita para Barrotes, siendo esta la de 1”x3”.



OTRA OPCIÓN (Cálculo de la escuadría necesaria).

Otra opción, a lo de adoptar escuadrías mínimas recomendadas y/o establecidas, sería el de encontrar la escuadría idónea analizando uno de los dos Tableros Laterales inferiores tal y como se muestra a continuación.

▪ Cargas Laterales.

La presión media, sobre cada Barrote, viene a ser:

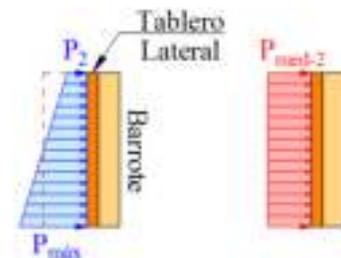
$$P_{med-2} = \frac{P_{m\acute{a}x} + P_2}{2} = \frac{9,60 + 2,88}{2}$$

$$P_{med-2} = 6,24 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

De ahí que la carga media, sobre cada Barrote, es:

$$q_{(Ba)} = P_{med-2} \cdot L_{(Ba)} = 6,24 \cdot (0,50)$$

$$q_{(Ba)} = 3,12 \text{ [kN/m]}$$



▪ Módulo de sección necesario de los Barrotes calculado por Flexión.

Para dimensionar los Barrotes partimos de la adopción del modelo matemático de una viga simplemente apoyada sometida a una carga uniforme “q_(Ba)”.

El momento flector máximo, en una viga simplemente apoyada, es:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{q \cdot L^2}{8}$$

Ahora, debe cumplirse que:

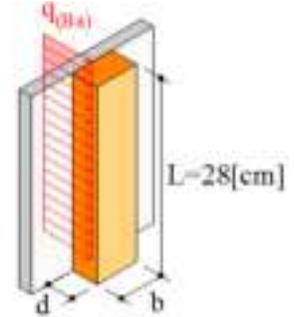
$$M_{\text{máx}} \leq M_r \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L^2}{8} \leq f_m \cdot S \quad \rightarrow \quad S \geq \frac{q \cdot L^2}{8 \cdot f_m}$$

Donde:

- $q = q_{(Ba)} = 3,12$ [kN/m]
- $L = 0,28$ [m]
- $f_m = 14700,0$ [kN/m²]

Reemplazando estos valores obtenemos el “módulo de sección necesario”:

$$S_{\text{nec}} \geq \frac{q_{(Ba)} \cdot L^2}{8 \cdot f_m} = \frac{3,12 \cdot (0,28^2)}{8 \cdot (14700,0)} \quad \rightarrow \quad S_{\text{nec}} \geq 2,1 \times 10^{-6} \text{ [m}^3\text{]} = 2,1 \text{ [cm}^3\text{]}$$



▪ **Área transversal necesaria de los Barrotes calculado por Corte.**

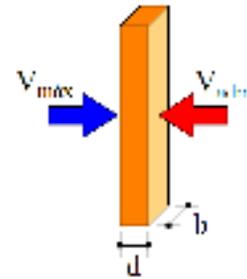
El cortante máximo, en una viga simplemente apoyada, es:

$$V_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L}{2}$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L}{2} \leq \frac{2}{3} \cdot f_v \cdot (b \cdot d)$$

$$b \cdot d \geq \frac{3}{4} \cdot \frac{q \cdot L}{f_v}$$



Donde:

- $q = q_{(Ba)} = 3,12$ [kN/m]
- $L = 0,28$ [m]
- $f_v = 1176,0$ [kN/m²]

Reemplazando estos valores obtenemos el “Área transversal necesaria”:

$$(b \cdot d)_{\text{nec}} \geq \frac{3}{4} \cdot \left(\frac{q_{(Ba)} \cdot L}{f_v} \right) = \frac{3}{4} \cdot \left(\frac{3,12 \cdot (0,28)}{1176,0} \right)$$

$$(b \cdot d)_{\text{nec}} \geq 5,6 \times 10^{-4} \text{ [m}^2\text{]} = 5,6 \text{ [cm}^2\text{]}$$

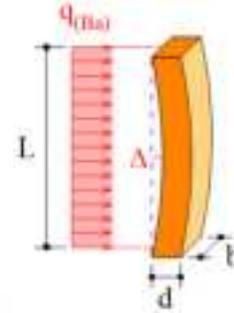
▪ **Momento de inercia necesario de los Barrotes calculado por Deflexión.**

Ahora, partimos del siguiente requerimiento:

$$\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}} \rightarrow \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} \right) \leq \frac{L}{360} \rightarrow I \geq \frac{75}{16} \cdot \left(\frac{q \cdot L^3}{E} \right)$$

Donde:

- $q = q_{(Ba)} = 3,12 \text{ [kN/m]}$
- $L = 0,28 \text{ [m]}$
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$



Reemplazando estos valores:

$$I_{\text{nec}} \geq \frac{75}{16} \cdot \left(\frac{q_{(Ba)} \cdot L^3}{E_{\text{prom}}} \right) = \frac{75}{16} \cdot \left(\frac{3,12 \cdot (0,28^3)}{9800000} \right)$$

$$I_{\text{nec}} \geq 3,3 \times 10^{-8} \text{ [m}^4\text{]} = 3,3 \text{ [cm}^4\text{]}$$

En resumen, las condiciones que debe cumplir la escuadría de los Barrotes son:

$$S_{\text{nec}} \geq 2,1 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$(b \cdot d)_{\text{nec}} \geq 5,6 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$I_{\text{nec}} \geq 3,3 \text{ [cm}^4\text{]}$$

De la tabla **Anexo 5**, se tiene que, la escuadría adecuada es:

1 pieza 1"x3" → $S_y = 4,3 \text{ [cm}^3\text{]}$ $I_y = 4,3 \text{ [cm}^4\text{]}$ $A = 13,0 \text{ [cm}^2\text{]}$



5.2) Cargas Laterales.

Nuevamente analizamos uno de los dos Tableros Laterales inferiores, que mencionábamos en el punto anterior, serán de 1"x8" (2x19 [cm]).

La presión media sobre el Tablero Lateral inferior de 1"x8" viene a ser:

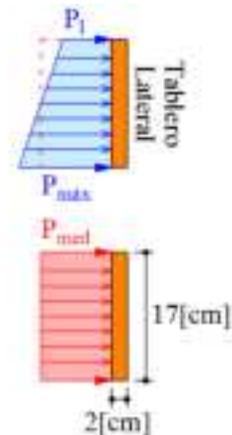
$$P_{\text{med}} = \frac{P_{\text{máx}} + P_1}{2} = \frac{9,60 + 5,52}{2}$$

$$P_{\text{med}} = 7,56 \text{ [kN / m}^2\text{]}$$

De ahí que la carga media, sobre el Tablero Lateral inferior, es:

$$q_{(TL)} = P_{\text{med}} \cdot d = 7,56 \cdot (0,17)$$

$$q_{(TL)} = 1,29 \text{ [kN/m]}$$



5.3) Espaciamiento de los Barrotes por Flexión en los Tableros Laterales.

Considerando una amplia franja del Tablero Lateral con una escuadría de 2x17 [cm], para encontrar la separación máxima admisible entre barrotes, podríamos asumir el modelo matemático de una viga continua sometida a una carga uniforme “q(TL)”.

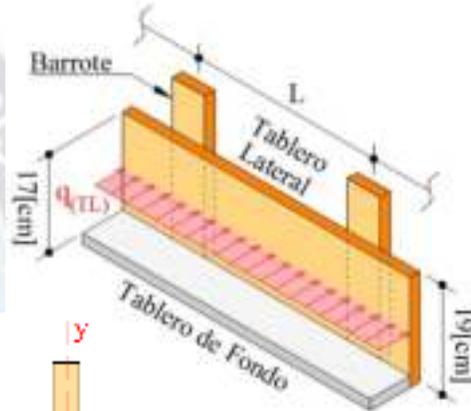
El momento flector máximo, sobre el apoyo, en una viga continua es: $M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{10}$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r$$

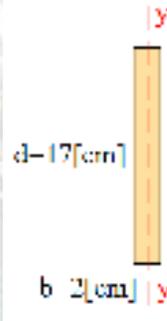
$$\frac{q \cdot L^2}{10} \leq f_m \cdot S$$

$$L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot f_m \cdot S}{q}}$$



Donde:

- $q = q_{(TL)} = 1,29$ [kN/m]
- $f_m = 14700,0$ [kN/m²]
- Para el tablero 2x17 [cm]:
 $S = S_y = 1,133 \times 10^{-5}$ [m³]



Reemplazando estos valores:

$$L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot f_m \cdot S_y}{q_{(TL)}}} = \sqrt{\frac{10 \cdot (14700,0) \cdot (1,133 \times 10^{-5})}{1,29}} \rightarrow L \leq 1,14$$
 [m]

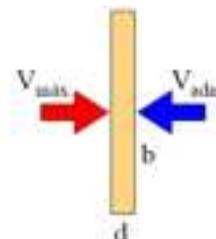
5.4) Espaciamiento de los Barrotes por Corte en los Tableros de Laterales.

El cortante máximo, sobre el apoyo, en una viga continua es: $V_{\text{máx}} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot L$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \rightarrow \frac{3}{5} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot f_v \cdot (b \cdot d)$$

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{f_v \cdot (b \cdot d)}{q} \right)$$



Donde:

- $q = q_{(TL)} = 1,29 \text{ [kN/m]}$
- $f_v = 1176,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- Para el tablero de 2x17 [cm]: $b = 0,17 \text{ [m]}$
 $d = 0,02 \text{ [m]}$

Reemplazando estos valores:

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{f_v \cdot (b \cdot d)}{q_{(TL)}} \right) = \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{1176,0 \cdot (0,17 \cdot 0,02)}{1,29} \right) \rightarrow L \leq 3,44 \text{ [m]}$$

Antes de definir una separación final entre los Barrotes deberemos realizar un último análisis que sería el de la deflexión en el Tablero Lateral.

5.5) Espaciamiento de los Barrotes por Deflexión en los Tableros Laterales.

El análisis deberá realizarse de tal forma que se verifiquen las separaciones entre los Barrotes para los límites admisibles de deflexión en los Tableros Laterales.

Ahora, de todos los valores posibles para “L”, teniendo presente las recomendaciones prácticas y las razones constructivas, tomamos aquellos que estén dentro del rango inferior de los rangos calculados por Flexión y Corte, en nuestro caso: $L \leq 1,14 \text{ [m]}$ (calculado por Flexión). Seguidamente realizamos la verificación de la deflexión.

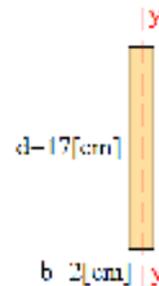
PARA $L=0,50 \text{ [m]}$

La deflexión máxima, en una viga continua, es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I}$$

Donde:

- $q = q_{(TL)} = 1,29 \text{ [kN/m]}$
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- Para un tablero de 2x17 [cm]:
 $I = I_y = 1,133 \times 10^{-7} \text{ [m}^4\text{]}$



Reemplazando valores:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{(TL)} \cdot L^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_y} = \frac{1,29 \cdot (0,50^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (1,133 \times 10^{-7})} \cdot 1000 \rightarrow \Delta_{\text{máx}} = 0,5 \text{ [mm]}$$

La deflexión máxima admisible de los Tableros Laterales estará definida por:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L / 360 \\ 1 / 16 \text{ [pu lg]} \end{cases}$$

$$\Delta_{adm} \leq \text{Menor} \begin{cases} 500/360 = 1,4 \text{ [mm]} \\ 1/16 \text{ [pu lg]} = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \rightarrow \Delta_{adm} \leq 1,4 \text{ [mm]}$$

Como se cumple:

$$\Delta_{m\acute{a}x} \leq \Delta_{adm}$$

$$0,5 \leq 1,4 \text{ [mm]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica la Deflexi3n}$$

Entonces, de acuerdo al an\lisis de Flexi3n, Corte y Deflexi3n realizado, podemos asumir:

$L_{(Ba)} = 0,50 \text{ [m]}$ como la separaci3n entre Barrotes a lo largo de toda la viga.

PASO 6. DISEÑO DE CARRERA BAJA.

6.1) Carga sobre una Carrera Baja.

Asumiendo los resultados de escuadrías y disposiciones del ejemplo de dise\o de encofrado de losas, y al ser la separaci3n entre Largueros iguales en ambos lados de la viga, se tiene:

- Carga muerta de la losa a un lado de la viga:

$$CM_{LOSA} = \gamma_H \cdot e \cdot [L_{(larg)}/2]$$

$$CM_{LOSA} = 24 \cdot (0,10) \cdot (1,00/2) = 1,20 \text{ [kN/m]}$$

- Carga muerta estimada del material de encofrado:

$$CE = CE_{ASUMIDO} \cdot \text{Base} \quad ; \quad (CE_{M\acute{I}N} = 0,5 \text{ [kN/m}^2])$$

$$CE = 0,8 \cdot (0,20) = 0,16 \text{ [kN/m]}$$

- Carga viva de trabajadores, herramientas y equipo:

$$CV = CE_{ASUMIDO} \cdot [L_{(larg)}/2] \quad ; \quad (CV_{M\acute{I}N} = 2,4 \text{ [kN/m}^2])$$

$$CV = 2,50 \cdot (1,00/2) = 1,25 \text{ [kN/m]}$$

- Carga Total sobre cada Carrera Baja:

$$q_{(CB)} = CM_{LOSA} + CE + CV$$

$$q_{(CB)} = 2,61 \text{ [kN/m]}$$

6.2) M3dulo resistente calculado por Flexi3n en la Carrera Baja.

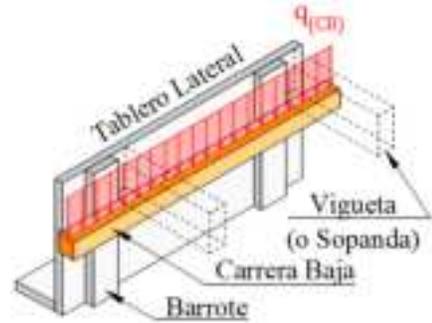
Considerando una amplia franja de la Carrera Baja, podríamos asumir el modelo matem\atico de una viga continua sometida a una carga uniforme “ $q_{(CB)}$ ”.

El momento flector m\aximo, sobre el apoyo, en una viga continua es: $M_{m\acute{a}x} = \frac{q \cdot L^2}{10}$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L^2}{10} \leq f_m \cdot S$$

$$S \geq \frac{q \cdot L^2}{10 \cdot f_m}$$



Donde:

- $q = q_{(CB)} = 2,61$ [kN/m]
- $L = L_{(Ba)} = 0,50$ [m]
- $f_m = 14700,0$ [kN/m²]

Reemplazando estos valores obtenemos el “módulo de sección necesario”:

$$S_{\text{nec}} \geq \frac{q_{(CB)} \cdot L_{(Ba)}^2}{10 \cdot f_m} = \frac{2,61 \cdot (0,50^2)}{10 \cdot (14700,0)}$$

$$S_{\text{nec}} \geq 4,44 \times 10^{-6} \text{ [m}^3\text{]} = 4,44 \text{ [cm}^3\text{]}$$

6.3) Área de la sección calculada por Corte en la Carrera Baja.

El cortante máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es:

$$V_{\text{máx}} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot L$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{3}{5} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot f_v \cdot (b \cdot d) \quad \rightarrow \quad b \cdot d \leq \frac{9}{10} \cdot \left(\frac{q \cdot L}{f_v} \right)$$

Donde:

- $q = q_{(CB)} = 2,61$ [kN/m]
- $L = L_{(Ba)} = 0,50$ [m]
- $f_v = 1176,0$ [kN/m²]

Reemplazando estos valores obtenemos el “área transversal necesaria”:

$$(b \cdot d)_{\text{nec}} \geq \frac{9}{10} \cdot \left(\frac{q_{(CB)} \cdot L_{(Ba)}}{f_v} \right) = \frac{9}{10} \cdot \left(\frac{2,61 \cdot (0,50)}{1176,0} \right)$$

$$(b \cdot d)_{\text{nec}} \geq 1,00 \times 10^{-3} \text{ [m}^2\text{]} = 10,0 \text{ [cm}^2\text{]}$$

6.4) Momento de Inercia calculado por Deflexión en la Carrera Baja.

La deflexión máxima, en una viga continua, es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I}$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I} \leq \Delta_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad I \geq \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot \Delta_{\text{adm}}}$$

Donde:

- $q = q_{(\text{CB})} = 2,61 \text{ [kN/m]}$
- $L = L_{(\text{Ba})} = 0,50 \text{ [m]}$
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

La deflexión máxima admisible es:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L/360 = 500/360 = 1,4 \text{ [mm]} \\ 1/16 \text{ [pulg]} = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \quad \rightarrow \quad \Delta_{\text{adm}} \leq 1,4 \text{ [mm]}$$

Reemplazando estos valores:

$$I_{\text{nec}} \geq \frac{q_{(\text{CB})} \cdot L_{(\text{Ba})}^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot \Delta_{\text{adm}}} = \frac{2,61 \cdot (0,50)^4}{145 \cdot (9800000) \cdot (1,4 \times 10^{-3})}$$

$$I_{\text{nec}} \geq 8,20 \times 10^{-8} \text{ [m}^4\text{]} = 8,20 \text{ [cm}^4\text{]}$$

En resumen, las condiciones que debe cumplir la escuadría de las Carreras Bajas son:

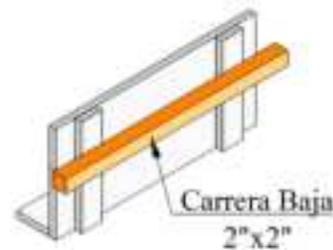
$$S_{\text{nec}} \geq 4,44 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$(b \cdot d)_{\text{nec}} \geq 10,0 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$I_{\text{nec}} \geq 8,20 \text{ [cm}^4\text{]}$$

De la tabla **Anexo 5**, se tiene que, la escuadría adecuada es:

$$\boxed{\begin{aligned} \mathbf{1 \text{ pieza } 2'' \times 2''} &\rightarrow A = 16,0 \text{ [cm}^2\text{]} \\ &I_x = I_y = 21,3 \text{ [cm}^4\text{]} \\ &S_x = S_y = 10,7 \text{ [cm}^3\text{]} \end{aligned}}$$



PASO 7. DISEÑO DE PUNTALES.

7.1) Escuadría de los Puntales.

Como se usarán travesaños de 3''x3'' podríamos partir escogiendo la escuadría mínima que vendría a ser puntales de 3''x3'', así se ajustaría exactamente al ancho del Larguero.

7.2) Espaciamiento de Puntales.

El espaciamiento, a lo largo de la viga, será el mismo que el definido para los Travesaños, es decir: $L_{(Pu)}=0,50$ [m].

7.3) Verificación a Pandeo.

Para realizar la verificación al pandeo, previamente es necesario realizar el cálculo de la “carga admisible”, para tal efecto es necesario determinar el tipo de columna y para ello deberemos recurrir al parámetro denominado “Esbeltez”.

Cargas sobre cada Puntal.

- Carga de la viga (transmitida a través del Tablero de Fondo):

$$q_{(TF)} = 2,58 \text{ [kN/m]}$$

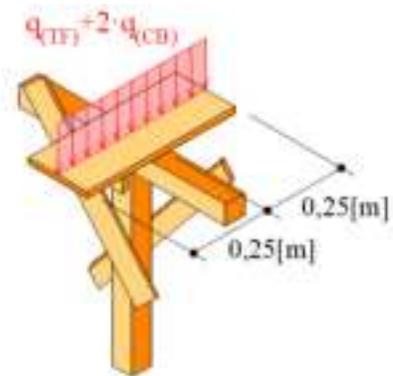
- Carga de un lado de Losa (transmitida a través de las Carreras Bajas):

$$q_{(CB)} = 2,61 \text{ [kN/m]}$$

- Carga Axial de diseño sobre cada Puntal:

$$N_{(Pu)} = [q_{(TF)} + 2 \cdot q_{(CB)}] \cdot L_{(Pu)}$$

$$N_{(Pu)} = [2,58 + 2 \cdot (2,61)] \cdot 0,50 = 3,90 \text{ [kN]}$$



Altura de los Puntales.

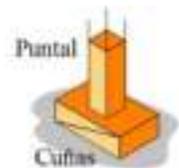
Como la altura entre pisos es 2,80 [m], la altura de cada puntal viene a ser:

$$L = H - h_{\text{viga}} - h_{\text{tablero}} - h_{\text{travesaño}}$$

$$L = 2,80 - 0,40 - 0,02 - 0,065$$

$$L = 2,32 \text{ [m]}$$

NOTA.- No se están tomando en cuenta las cuñas al pie de cada Puntal, que habitualmente se colocan para facilitar el ajuste y retirado de los puntales.



Longitud efectiva:

$$L_{ef} = L \text{ (articulado en ambos extremos)}$$

$$L_{ef} = 2,32 \text{ [m]}$$

Esbeltez geométrica:

$$\lambda_g = \frac{L_{ef}}{d_{3''}} = \frac{2,32}{0,065} \rightarrow \lambda_g = 35,69$$

Tipo de Columna.

Para columnas del GRUPO B, de acuerdo a la tabla **Anexo 10**: $C_k = 18,34$

Ahora, como: $C_k \leq \lambda_g \leq 50 \rightarrow$ “Columna Larga”

Carga Axial admisible.

Para “columnas largas”, la carga admisible es:
$$N_{adm} = 0,329 \cdot \left(\frac{E \cdot A}{\lambda_g^2} \right)$$

Donde:

– $E = E_{min} = 7350000$ [kN/m²]

– $A = A_{3" \times 3"} = 4,22 \times 10^{-3}$ [m²]

Reemplazando valores:

$$N_{adm} = 0,329 \cdot \left(\frac{E_{min} \cdot A_{3" \times 3"}}{\lambda_g^2} \right) = 0,329 \cdot \left(\frac{7350000 \cdot (4,22 \times 10^{-3})}{35,69^2} \right)$$

$$N_{adm} = 8,01$$
 [kN]

Cumpléndose lo siguiente:

$$N_{(Pu)} \leq N_{adm}$$

$$3,90 \leq 8,01$$
 [kN] ✓ SI se verifica la seguridad al pandeo

7.4) Aplastamiento del Puntal sobre el Travesaño.

Tensión originada:

$$P_{\perp} = \frac{N_{(Pu)}}{A_{3" \times 3"}} = \frac{3,90}{4,22 \times 10^{-3}}$$

$$P_{\perp} = 924,2$$
 [kN/m²]

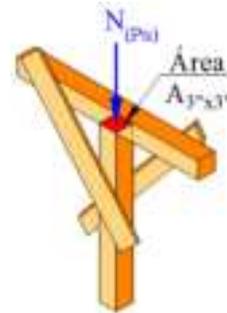
Tensión admisible:

$$f_{c\perp} = 2744,0$$
 [kN/m²]

Por tanto:

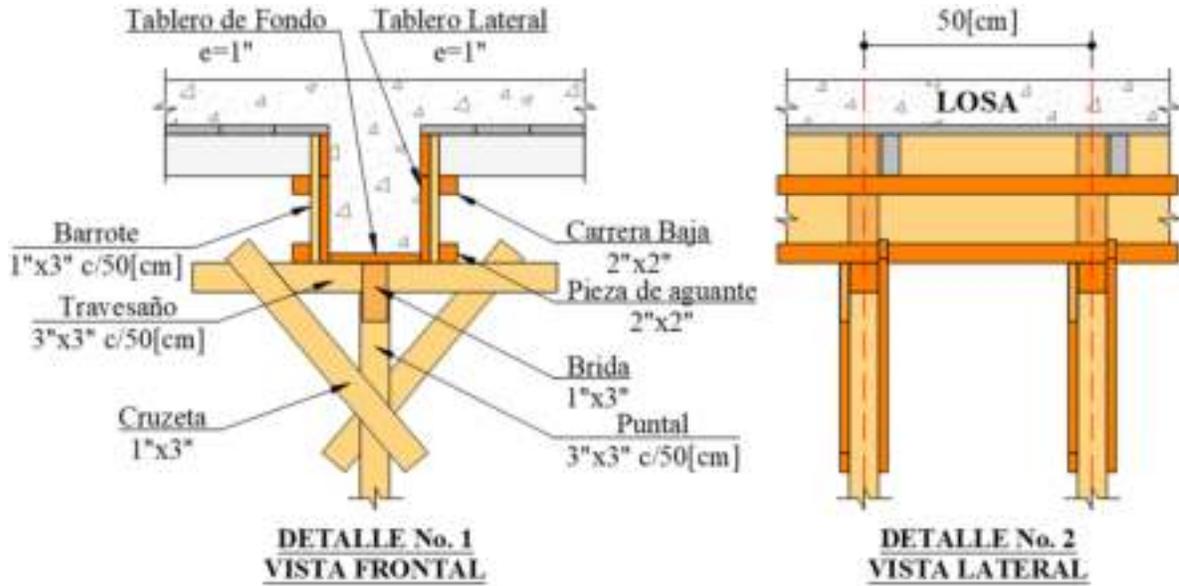
$$P_{\perp} \leq f_{c\perp}$$

$$924,2 \leq 2744,0$$
 [kN/m²] ✓ Se verifica



Con esto, se verifica que no existe problema de aplastamiento sobre el Travesaño debido al apoyo sobre el Puntal.

PASO 8. ESQUEMA FINAL DEL ENCOFRADO.



3.3.6. DISEÑO DE ENCOFRADO DE VIGA SEGÚN LA “LRFD”.

- Espesor de la losa (maciza): $e = 0,10$ [m]
- Altura entre pisos: $H = 2,80$ [m]
- Peso específico del Hormigón: $\gamma_{H^{\circ}} = 24$ [kN/m³]
- Tensiones admisibles para maderas del GRUPO B:

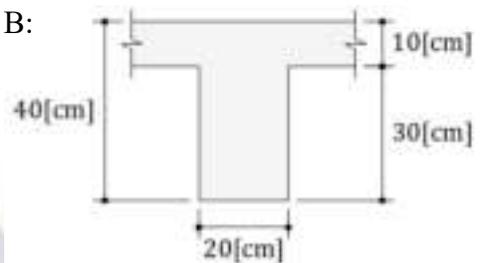
$$f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$f_v = 1176,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

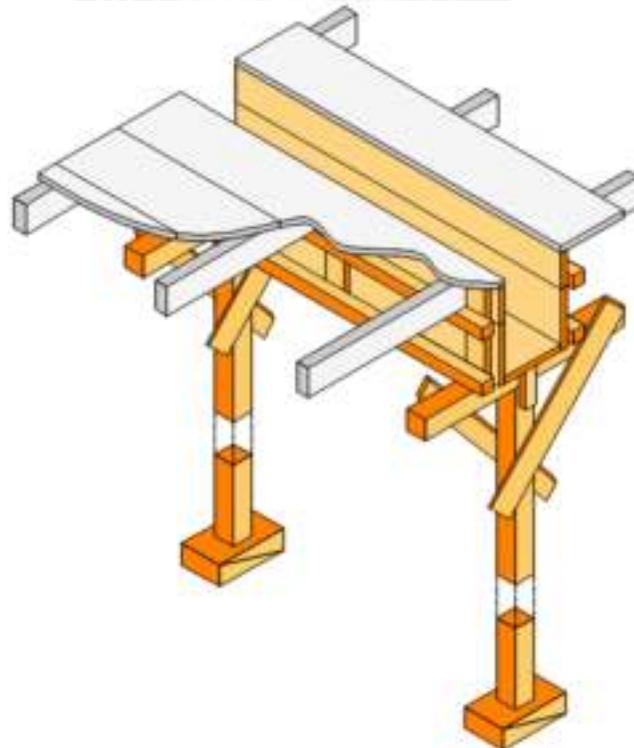
$$f_{c\perp} = 2744,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$E_{prom} = 9800000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$E_{mín} = 7350000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

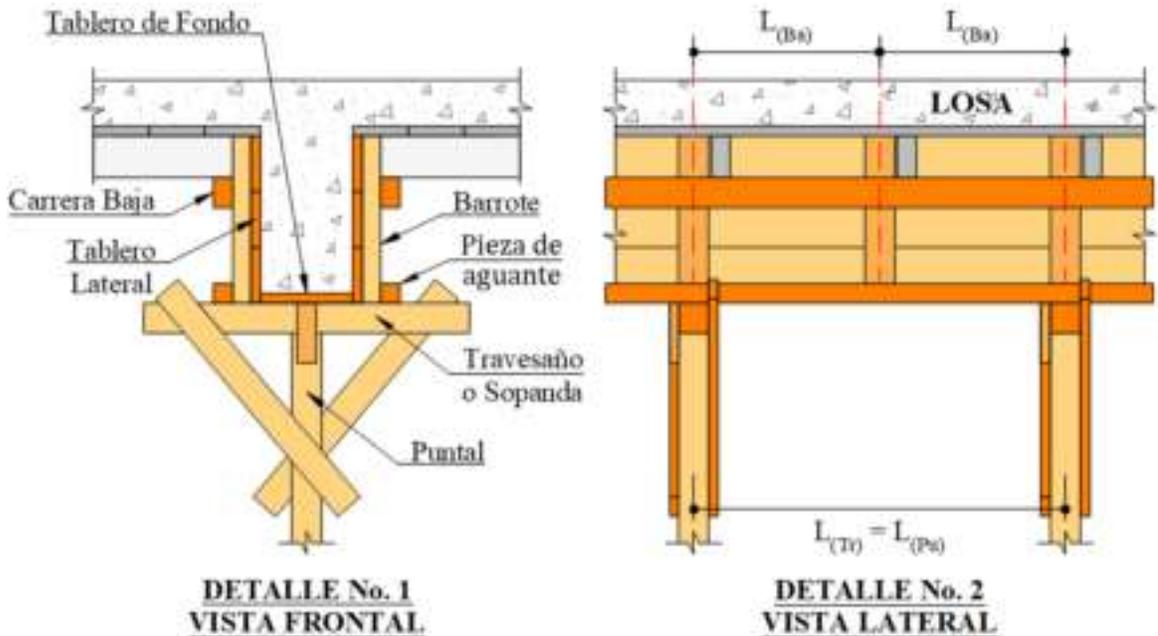


- Madera en condiciones secas, menores a 19% de contenido de humedad.
- Límite de deflexión para “L/360”, pero no mayor que 1/16 [pulg].
- Temperatura ambiente media: $T = 15$ [°C].
- No se usarán buggies motorizados ni cucharas de hormigón para el vertido.



PASO 1. ESQUEMA DEL TIPO DE ENCOFRADO.

El encofrado tipo a diseñar será el siguiente:



PASO 2. DISEÑO DEL TABLERO DE FONDO.

2.1) Cargas sobre el Tablero de Fondo.

- Carga muerta del Hormigón vaciado:

$$CM_{VIGA} = \gamma_H \cdot (Base \cdot Altura)$$

$$CM_{VIGA} = 24 \cdot (0,20 \cdot 0,40) = 1,92 \text{ [kN/m]}$$

- Carga muerta estimada del material de encofrado:

$$CE = CE_{ASUMIDO} \cdot Base \quad ; \quad (CE_{MÍN} = 0,5 \text{ [kN/m}^2])$$

$$CE = 0,80 \cdot (0,20) = 0,16 \text{ [kN/m]}$$

- Carga viva de trabajadores, herramientas y equipo:

$$CV = CV_{ASUMIDO} \cdot Base \quad ; \quad (CV_{MÍN} = 2,4 \text{ [kN/m}^2])$$

$$CV = 2,50 \cdot (0,20) = 0,50 \text{ [kN/m]}$$

- Carga Total (de servicio) sobre el Tablero de Fondo:

$$q_{(TF)} = CM_{VIGA} + CE + CV$$

$$q_{(TF)} = 2,58 \text{ [kN/m]}$$

- Carga Total de diseño (factorizada) sobre el Tablero de Fondo:

$$q_{d(TF)} = 1,4 \cdot q_{(TF)} = 1,4 \cdot (2,58)$$

$$q_{d(TF)} = 3,61 \text{ [kN/m]}$$

2.2) Escuadría del Tablero de Fondo.

Asumiremos que para el Tablero de Fondo se utilizará un tablero de 1 [pulg] (2 [cm]) de espesor, con un ancho igual a la base de la misma viga, o sea 20 [cm].

PASO 3. DISEÑO DE LOS TRAVESAÑOS O SOPANADAS.

3.1) Escuadría de los Travesaños.

Podríamos adoptar la escuadría mínima recomendada para este elemento. Por lo que las escuadrías para los travesaños serán de 3”x3”.

3.2) Espaciamiento de los Travesaños por Flexión en el Tablero de Fondo.

Considerando una amplia franja del Tablero de Fondo, con una escuadría de 2x20 [cm], para encontrar la separación máxima admisible entre Travesaños, podríamos asumir el modelo matemático de una viga continua sometida a una carga uniforme “ $q_{d(TF)}$ ”.

Esfuerzo a Flexión Ajustado:

$$F'_b = K_F \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_m$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_b$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 16170,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_b = \left(\frac{2,16}{\phi_b} \right) \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (16170,0) \quad \rightarrow \quad F'_b = 16765,1 \text{ [kN / m}^2\text{]}$$

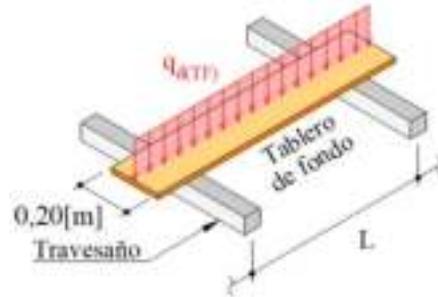
Espaciamiento por Flexión.

El momento flector máximo, sobre el apoyo, en una viga continua es: $M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{10}$

Ahora, debe cumplirse que:

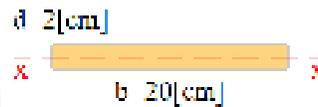
$$M_{\text{máx}} \leq M_r \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L^2}{10} \leq F'_b \cdot S$$

$$L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot F'_b \cdot S}{q}}$$



Donde:

- $q = q_{d(TF)} = 3,61 \text{ [kN/m]}$
- Para un tablero de $20 \times 2 \text{ [cm]}$:
- $S = S_x = 1,333 \times 10^{-5} \text{ [m}^3\text{]}$



Reemplazando estos valores:

$$L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot F'_b \cdot S_x}{q_{d(TF)}}} = \sqrt{\frac{10 \cdot (16765,1) \cdot (1,333 \times 10^{-5})}{3,61}} \quad \rightarrow \quad L \leq 0,79 \text{ [m]}$$

3.3) Espaciamiento de los Travesaños por Corte en el Tablero de Fondo.

Esfuerzo a Corte Ajustado:
$$F'_v = K_F \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_v$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_v$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_v = 1176,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 1293,6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_v = \left(\frac{2,16}{\phi_v} \right) \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (1293,6) \quad \rightarrow \quad F'_v = 1341,2 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Espaciamiento por Corte.

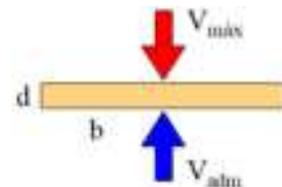
El cortante máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es:

$$V_{\text{máx}} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot L$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{3}{5} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot f_v \cdot (b \cdot d)$$

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{f_v \cdot (b \cdot d)}{q} \right)$$



Donde:

- $q = q_{d(TF)} = 3,61$ [kN/m]
- Para un tablero de 20x2 [cm]: $b = 0,20$ [m]
 $d = 0,02$ [m]

Reemplazando estos valores:

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{F'_v \cdot (b \cdot d)}{q_{d(TF)}} \right) = \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{1341,2 \cdot (0,20 \cdot 0,02)}{3,61} \right) \rightarrow L \leq 1,65 \text{ [m]}$$

Antes de definir una separación final entre los Travesaños, se debe realizar un último análisis que vendría a ser el de la deflexión en el Tablero de Fondo.

3.4) Espaciamiento de los Travesaños por Deflexión en los Tableros de Fondo.

El análisis deberá realizarse de tal forma que se verifiquen las separaciones entre los Travesaños para los límites admisibles de deflexión en el Tablero de Fondo.

Ahora, de todos los valores posibles para “L”, teniendo presente las recomendaciones prácticas y las razones constructivas, tomamos aquellos valores que estén dentro del rango inferior de los rangos calculados por Flexión y Corte, en nuestro caso: $L \leq 0,79$ [m] (calculado por Flexión). Seguidamente realizamos la verificación de la deflexión.

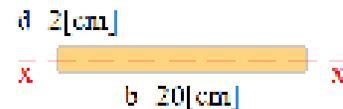
PARA $L=0,50$ [m]

La deflexión máxima, en una viga continua, es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I}$$

Donde:

- $q = q_{(TF)} = 2,58$ [kN/m] (en servicio)
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000$ [kN/m²]
- Para un tablero de 20x2 [cm]: $I = I_x = 1,333 \times 10^{-7}$ [m⁴]



Reemplazando valores:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{(TF)} \cdot L^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_x} = \frac{2,58 \cdot (0,50^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (1,333 \times 10^{-7})} \cdot 1000 \rightarrow \Delta_{\text{máx}} = 0,9 \text{ [mm]}$$

La deflexión máxima admisible del Tablero de Fondo estará definida por:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L / 360 \\ 1/16 \text{ [pu lg]} \end{cases}$$

$$\Delta_{adm} \leq \text{Menor} \begin{cases} 500 / 360 = 1,4 [\text{mm}] \\ 1 / 16 [\text{pu lg}] = 1,6 [\text{mm}] \end{cases} \rightarrow \Delta_{adm} \leq 1,4 [\text{mm}]$$

Por tanto: $\Delta_{m\acute{a}x} \leq \Delta_{adm}$

$$0,9 \leq 1,4 [\text{mm}] \quad \checkmark \text{ SI se verifica la Deflexi3n}$$

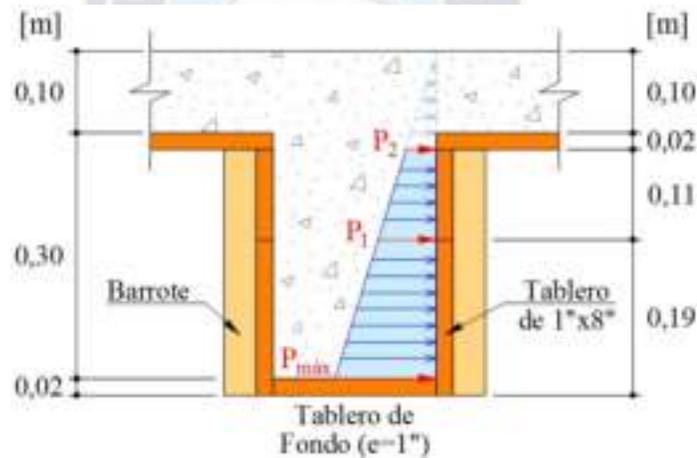
De acuerdo al an\lisis de Flexi3n, Corte y Deflexi3n, podemos asumir 0,50 [m] como la separaci3n entre travesa\llos a lo largo de toda la viga, adem\as, esta separaci3n viene a ser tambi\en la separaci3n entre puntales, es decir: $L_{(Tr)}=L_{(Pu)}=0,50 [\text{m}]$.

PASO 4. PRESIONES LATERALES Y DISE\O DEL TABLERO LATERAL.

4.1) Presiones Laterales.

Las presiones sobre los tableros laterales se las calcular\ mediante la expresi3n:

$$P = \gamma_{H^o} \cdot h$$



$$P_{m\acute{a}x} = 24 \cdot (0,40) \rightarrow P_{m\acute{a}x} = 9,60 [\text{kN/m}^2]$$

$$P_1 = 24 \cdot (0,10 + 0,02 + 0,11) \rightarrow P_1 = 5,52 [\text{kN/m}^2]$$

$$P_2 = 24 \cdot (0,10 + 0,02) \rightarrow P_2 = 2,88 [\text{kN/m}^2]$$

4.2) Escuadr\ del Tablero Lateral.

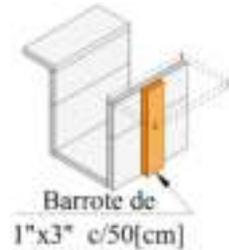
Asumiremos el uso de tableros laterales inferiores de 1' x 8'.

PASO 5. DISEÑO DE LOS BARROTÉS.

En principio analizaremos uno de los dos Tableros Laterales inferiores, que mencionábamos en el punto anterior, serán de 1”x8” (2x19 [cm]).

5.1) Escuadría de los Barrotés.

Haciendo caso a las recomendaciones prácticas y constructivas, adoptamos la escuadría mínima prescrita para Barrotés, siendo esta la de 1”x3”.



OTRA OPCIÓN (Cálculo de la escuadría necesaria).

Otra opción, a lo de adoptar escuadrías mínimas recomendadas y/o establecidas, sería el de encontrar la escuadría idónea analizando uno de los dos Tableros Laterales inferiores tal y como se muestra a continuación.

5.1.1) Cargas Laterales.

Presión media sobre cada Barrote, viene a ser:

$$P_{med-2} = \frac{P_{m\acute{a}x} + P_2}{2} = \frac{9,60 + 2,88}{2}$$

$$P_{med-2} = 6,24 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

De ahí que la carga media, sobre cada Barrote, es:

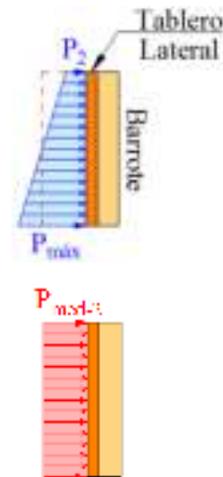
$$q_{(Ba)} = P_{med-2} \cdot L_{(Ba)} = 6,24 \cdot (0,50)$$

$$q_{(Ba)} = 3,12 \text{ [kN/m]}$$

Y la carga de diseño “ $q_{d(Ba)}$ ” viene a ser:

$$q_{d(Ba)} = 1,4 \cdot q_{(Ba)} = 1,4 \cdot (3,12)$$

$$q_{d(Ba)} = 4,37 \text{ [kN/m]}$$



5.1.2) Módulo de sección necesario de los Barrotés calculado por Flexión.

Para dimensionar los Barrotés partimos de la adopción del modelo matemático de una viga simplemente apoyada sometida a una carga uniforme “ $q_{d(Ba)}$ ”.

Esfuerzo a Flexión Ajustado:

$$F'_b = K_F \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_m$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_b$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 16170,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_b = \left(\frac{2,16}{\phi_b} \right) \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (16170,0) \rightarrow F'_b = 16765,1 \text{ [kN / m}^2\text{]}$$

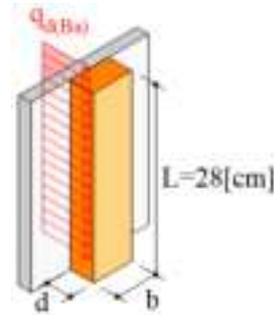
Módulo de sección necesario por Flexión.

El momento flector máximo, en una viga simplemente apoyada, es: $M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{8}$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \rightarrow \frac{q \cdot L^2}{8} \leq F'_b \cdot S$$

$$S \geq \frac{q \cdot L^2}{8 \cdot F'_b}$$



Donde:

- $q = q_{d(Ba)} = 4,37 \text{ [kN/m]}$
- $L = 0,28 \text{ [m]}$

Reemplazando estos valores obtenemos el “módulo de sección necesario”:

$$S_{\text{nec}} \geq \frac{q_{d(Ba)} \cdot L^2}{8 \cdot F'_b} = \frac{4,37 \cdot (0,28)^2}{8 \cdot (16765,1)}$$

$$S_{\text{nec}} \geq 2,6 \times 10^{-6} \text{ [m}^3\text{]} = 2,6 \text{ [cm}^3\text{]}$$

5.1.3) Área transversal necesaria de los Barrotes calculado por Corte.

Esfuerzo a Corte Ajustado: $F'_v = K_F \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_v$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_v$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_v = 1176,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 1293,6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_v = \left(\frac{2,16}{\phi_v} \right) \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (1293,6) \quad \rightarrow \quad F'_v = 1341,2 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Área transversal necesaria por Corte.

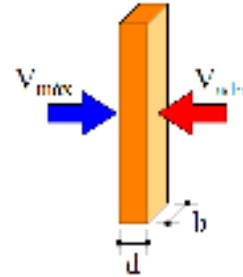
El cortante máximo, en una viga simplemente apoyada, es:

$$V_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L}{2}$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L}{2} \leq \frac{2}{3} \cdot F'_v \cdot (b \cdot d)$$

$$b \cdot d \geq \frac{3}{4} \cdot \left(\frac{q \cdot L}{F'_v} \right)$$



Donde:

- $q = q_{d(Ba)} = 4,37 \text{ [kN/m]}$
- $L = 0,28 \text{ [m]}$

Reemplazando estos valores obtenemos el “Área transversal necesaria”:

$$(b \cdot d)_{\text{nec}} \geq \frac{3}{4} \cdot \left(\frac{q_{d(Ba)} \cdot L}{F'_v} \right) = \frac{3}{4} \cdot \left(\frac{4,37 \cdot (0,28)}{1341,2} \right)$$

$$(b \cdot d)_{\text{nec}} \geq 6,8 \times 10^{-4} \text{ [m}^2\text{]} = 6,8 \text{ [cm}^2\text{]}$$

5.1.4) Momento de inercia necesario de los Barrotes calculado por Deflexión.

Ahora, partimos del siguiente requerimiento:

$$\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} \right) \leq \frac{L}{360} \quad \rightarrow \quad I \geq \frac{75}{16} \cdot \left(\frac{q \cdot L^3}{E} \right)$$

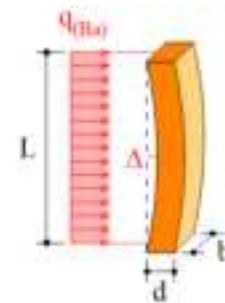
Donde:

- $q = q_{(Ba)} = 3,12 \text{ [kN/m]}$
- $L = 0,28 \text{ [m]}$
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$I_{\text{nec}} \geq \frac{75}{16} \cdot \left(\frac{q_{(Ba)} \cdot L^3}{E_{\text{prom}}} \right) = \frac{75}{16} \cdot \left(\frac{3,12 \cdot (0,28^3)}{9800000} \right)$$

$$I_{\text{nec}} \geq 3,3 \times 10^{-8} \text{ [m}^4\text{]} = 3,3 \text{ [cm}^4\text{]}$$



En resumen, las condiciones que debe cumplir la escuadría de los Barrotes son:

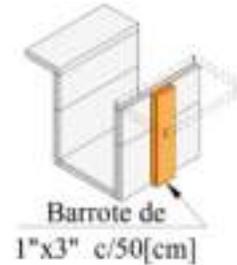
$$S_{nec} \geq 2,6 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$(b \cdot d)_{nec} \geq 6,8 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$I_{nec} \geq 3,3 \text{ [cm}^4\text{]}$$

De la tabla **Anexo 5**, se tiene que, la escuadría adecuada es:

$$\begin{aligned} \text{1 pieza 1"x3"} &\rightarrow S_y = 4,3 \text{ [cm}^3\text{]} \\ &I_y = 4,3 \text{ [cm}^4\text{]} \\ &A = 13,0 \text{ [cm}^2\text{]} \end{aligned}$$



5.2) Cargas Laterales.

Nuevamente analizamos uno de los dos Tableros Laterales inferiores, que mencionábamos en el punto anterior, serán de 1"x8" (2x19 [cm]).

La presión media sobre el Tablero Lateral inferior de 1"x8" viene a ser:

$$P_{med} = \frac{P_{m\acute{a}x} + P_1}{2} = \frac{9,60 + 5,52}{2}$$

$$P_{med} = 7,56 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

De ahí que la carga media, sobre el Tablero Lateral inferior, es:

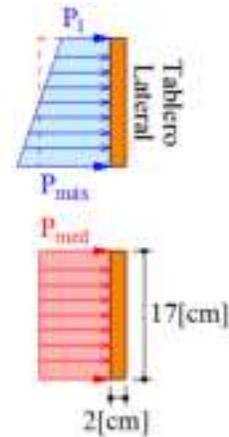
$$q_{(TL)} = P_{med} \cdot d = 7,56 \cdot (0,17)$$

$$q_{(TL)} = 1,29 \text{ [kN/m]}$$

Y la carga de diseño “ $q_{d(TL)}$ ” viene a ser:

$$q_{d(TL)} = 1,4 \cdot q_{(TL)} = 1,4 \cdot (1,29)$$

$$q_{d(TL)} = 1,81 \text{ [kN/m]}$$



5.3) Espaciamiento de los Barrotes por Flexión en los Tableros Laterales.

Esfuerzo a Flexión Ajustado:
$$F'_b = K_F \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_m$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_b$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 16170,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_b = \left(\frac{2,16}{\phi_b} \right) \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (16170,0) \quad \rightarrow \quad F'_b = 16765,1 [\text{kN} / \text{m}^2]$$

Espaciamiento de los Barrotes por Flexión.

Considerando una amplia franja del Tablero Lateral con una escuadría de 2x17 [cm], para encontrar la separación máxima admisible entre barrotes, podríamos asumir el modelo matemático de una viga continua sometida a una carga uniforme “q(TL)”.

El momento flector máximo, sobre el apoyo, en una viga continua es: $M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{10}$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r$$

$$\frac{q \cdot L^2}{10} \leq F'_b \cdot S$$

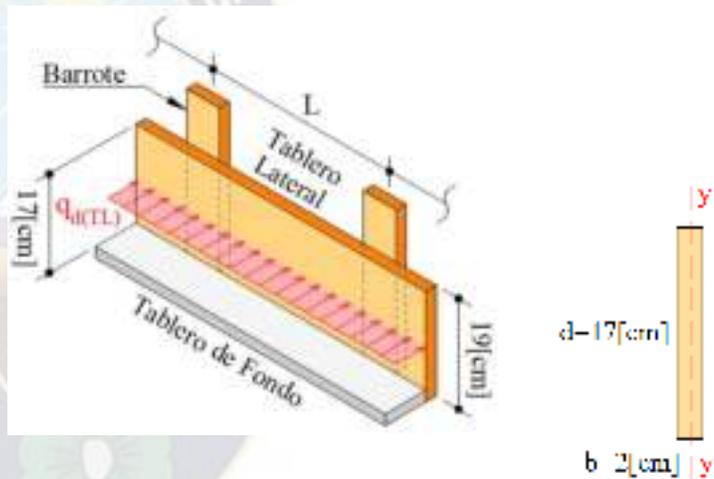
$$L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot F'_b \cdot S}{q}}$$

Donde:

- $q = q_{d(TL)} = 1,81 [\text{kN}/\text{m}]$
- Para el tablero 2x17 [cm]:
 $S = S_y = 1,133 \times 10^{-5} [\text{m}^3]$

Reemplazando estos valores:

$$L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot F'_b \cdot S_y}{q_{d(TL)}}} = \sqrt{\frac{10 \cdot (16765,1) \cdot (1,133 \times 10^{-5})}{1,81}} \quad \rightarrow \quad L \leq 1,02 [\text{m}]$$



5.4) Espaciamiento de los Barrotes por Corte en los Tableros de Laterales.

Esfuerzo a Corte Ajustado:
$$F'_v = K_F \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_v$$

Donde:

- $K_F = 2,16 / \phi_v$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_v = 1176,0 [\text{kN}/\text{m}^2] + 10\% = 1293,6 [\text{kN}/\text{m}^2]$

Reemplazando estos valores:

$$F'_v = \left(\frac{2,16}{\phi_v} \right) \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (1293,6) \quad \rightarrow \quad F'_v = 1341,2 [\text{kN/m}^2]$$

Espaciamiento de los Barrotes por Corte.

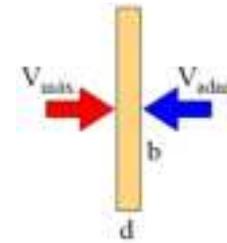
El cortante máximo, sobre el apoyo, en una viga continua es:

$$V_{\text{máx}} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot L$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{3}{5} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot F'_v \cdot (b \cdot d)$$

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{F'_v \cdot (b \cdot d)}{q} \right)$$



Donde:

- $q = q_{d(TL)} = 1,81 [\text{kN/m}]$
- Para el tablero de $2 \times 17 [\text{cm}]$: $b = 0,17 [\text{m}]$
 $d = 0,02 [\text{m}]$

Reemplazando estos valores:

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{F'_v \cdot (b \cdot d)}{q_{d(TL)}} \right) = \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{1341,2 \cdot (0,17 \cdot 0,02)}{1,81} \right) \quad \rightarrow \quad L \leq 2,80 [\text{m}]$$

Antes de definir una separación final entre los Barrotes deberemos realizar un último análisis que sería el de la deflexión en el Tablero Lateral.

5.5) Espaciamiento de los Barrotes por Deflexión en los Tableros Laterales.

El análisis deberá realizarse de tal forma que se verifiquen las separaciones entre los Barrotes para los límites admisibles de deflexión en los Tableros Laterales.

Ahora, de todos los valores posibles para “L”, teniendo presente las recomendaciones prácticas y las razones constructivas, tomamos aquellos que estén dentro del rango inferior de los rangos calculados por Flexión y Corte, en nuestro caso: $L \leq 1,02 [\text{m}]$ (calculado por Flexión). Seguidamente realizamos la verificación de la deflexión.

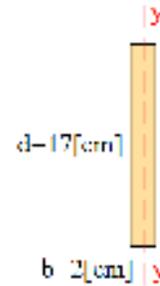
PARA $L=0,50 [\text{m}]$

La deflexión máxima, en una viga continua, es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I}$$

Donde:

- $q = q_{(TL)} = 1,29 \text{ [kN/m]}$ (en servicio)
- $E = E_{prom} = 9800000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- Para un tablero de $2 \times 17 \text{ [cm]}$:
 $I = I_y = 1,133 \times 10^{-7} \text{ [m}^4\text{]}$



Reemplazando valores:

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{q_{(TL)} \cdot L^4}{145 \cdot E_{prom} \cdot I_y} = \frac{1,29 \cdot (0,50^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (1,133 \times 10^{-7})} \cdot 1000 \rightarrow \Delta_{m\acute{a}x} = 0,5 \text{ [mm]}$$

La deflexión máxima admisible de los Tableros Laterales estará definida por:

$$\Delta_{adm} \leq \text{Menor} \begin{cases} L / 360 \\ 1 / 16 \text{ [pu lg]} \end{cases}$$

$$\Delta_{adm} \leq \text{Menor} \begin{cases} 500 / 360 = 1,4 \text{ [mm]} \\ 1 / 16 \text{ [pu lg]} = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \rightarrow \Delta_{adm} \leq 1,4 \text{ [mm]}$$

Como se cumple:

$$\Delta_{m\acute{a}x} \leq \Delta_{adm}$$

$$0,5 \leq 1,4 \text{ [mm]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica la Deflexión}$$

Entonces, de acuerdo al análisis de Flexión, Corte y Deflexión realizado, podemos asumir: $L_{(Ba)} = 0,50 \text{ [m]}$ como la separación entre Barrotes a lo largo de toda la viga.

PASO 6. DISEÑO DE CARRERA BAJA.

6.1) Carga sobre una Carrera Baja.

Asumiendo los resultados de escuadrías y disposiciones del ejemplo de diseño de encofrado de losas, y al ser la separación entre Largueros iguales en ambos lados de la viga, se tiene:

- Carga muerta de la losa a un lado de la viga:

$$CM_{LOSA} = \gamma_{H^o} \cdot e \cdot [L_{(larg)}/2]$$

$$CM_{LOSA} = 24 \cdot (0,10) \cdot (1,00/2) = 1,20 \text{ [kN/m]}$$

- Carga muerta estimada del material de encofrado:

$$CE = CE_{ASUMIDO} \cdot \text{Base} \quad ; \quad (CE_{M\acute{I}N} = 0,5 \text{ [kN/m}^2\text{)})$$

$$CE = 0,8 \cdot (0,20) = 0,16 \text{ [kN/m]}$$

- Carga viva de trabajadores, herramientas y equipo:

$$CV = CE_{ASUMIDO} \cdot [L_{(larg)}/2] \quad ; \quad (CV_{MÍN} = 2,4 \text{ [kN/m}^2])$$

$$CV = 2,50 \cdot (1,00/2) = 1,25 \text{ [kN/m]}$$

- Carga Total (de servicio) sobre cada Carrera Baja:

$$q_{(CB)} = CM_{LOSA} + CE + CV$$

$$q_{(CB)} = 2,61 \text{ [kN/m]}$$

- Carga Total de diseño (factorizada) sobre cada Carrera Baja:

$$q_{d(CB)} = 1,4 \cdot q_{(CB)} = 1,4 \cdot (2,61)$$

$$q_{d(CB)} = 3,65 \text{ [kN/m]}$$

6.2) Módulo resistente calculado por Flexión en la Carrera Baja.

Considerando una amplia franja de la Carrera Baja, podríamos asumir el modelo matemático de una viga continua sometida a una carga uniforme “ $q_{d(CB)}$ ”.

Esfuerzo a Flexión Ajustado:
$$F'_b = K_F \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_m$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_b$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2] + 10\% = 16170,0 \text{ [kN/m}^2]$

Reemplazando estos valores:

$$F'_b = \left(\frac{2,16}{\phi_b} \right) \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (16170,0) \quad \rightarrow \quad F'_b = 16765,1 \text{ [kN / m}^2]$$

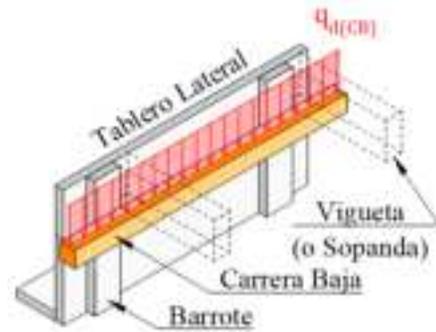
Módulo de sección necesario por Flexión.

El momento flector máximo, sobre el apoyo, en una viga continua es:
$$M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{10}$$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L^2}{10} \leq F'_b \cdot S$$

$$S \geq \frac{q \cdot L^2}{10 \cdot F'_b}$$



Donde:

- $q = q_{d(CB)} = 3,65 \text{ [kN/m]}$
- $L = L_{(Ba)} = 0,50 \text{ [m]}$

Reemplazando estos valores obtenemos el “módulo de sección necesario”:

$$S_{\text{nec}} \geq \frac{q_{d(CB)} \cdot L_{(Ba)}^2}{10 \cdot F'_b} = \frac{3,65 \cdot (0,50)^2}{10 \cdot (16765,1)}$$

$$S_{\text{nec}} \geq 5,44 \times 10^{-6} \text{ [m}^3\text{]} = 5,44 \text{ [cm}^3\text{]}$$

6.3) Área de la sección calculada por Corte en la Carrera Baja.

Esfuerzo a Corte Ajustado:
$$F'_v = K_F \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_v$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_v$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_v = 1176,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 1293,6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_v = \left(\frac{2,16}{\phi_v} \right) \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (1293,6) \quad \rightarrow \quad F'_v = 1341,2 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Área transversal necesaria por Corte.

El cortante máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es:
$$V_{\text{máx}} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot L$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{3}{5} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot F'_v \cdot (b \cdot d) \quad \rightarrow \quad b \cdot d \leq \frac{9}{10} \cdot \left(\frac{q \cdot L}{F'_v} \right)$$

Donde:

- $q = q_{d(CB)} = 3,65$ [kN/m]
- $L = L_{(Ba)} = 0,50$ [m]
- $f_v = 1176,0$ [kN/m²]

Reemplazando estos valores obtenemos el “área transversal necesaria”:

$$(b \cdot d)_{nec} \geq \frac{9}{10} \cdot \left(\frac{q_{d(CB)} \cdot L_{(Ba)}}{F'_v} \right) = \frac{9}{10} \cdot \left(\frac{3,65 \cdot (0,50)}{1341,2} \right)$$

$$(b \cdot d)_{nec} \geq 1,22 \times 10^{-3} \text{ [m}^2\text{]} = 12,2 \text{ [cm}^2\text{]}$$

6.4) Momento de Inercia calculado por Deflexión en la Carrera Baja.

La deflexión máxima, en una viga continua, es:

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I}$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$\Delta_{m\acute{a}x} \leq \Delta_{adm} \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I} \leq \Delta_{adm} \quad \rightarrow \quad I \geq \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot \Delta_{adm}}$$

Donde:

- $q = q_{(CB)} = 2,61$ [kN/m] (en servicio)
- $L = L_{(Ba)} = 0,50$ [m]
- $E = E_{prom} = 9800000$ [kN/m²]

La deflexión máxima admisible es:

$$\Delta_{adm} \leq \text{Menor} \begin{cases} L/360 = 500/360 = 1,4 \text{ [mm]} \\ 1/16 [\text{pu lg}] = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \quad \rightarrow \quad \Delta_{adm} \leq 1,4 \text{ [mm]}$$

Reemplazando estos valores:

$$I_{nec} \geq \frac{q_{(CB)} \cdot L_{(Ba)}^4}{145 \cdot E_{prom} \cdot \Delta_{adm}} = \frac{2,61 \cdot (0,50^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (1,4 \times 10^{-3})}$$

$$I_{nec} \geq 8,20 \times 10^{-8} \text{ [m}^4\text{]} = 8,20 \text{ [cm}^4\text{]}$$

En resumen, las condiciones que debe cumplir la escuadría de las Carreras Bajas son:

$$S_{nec} \geq 5,44 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$(b \cdot d)_{nec} \geq 12,2 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$I_{nec} \geq 8,20 \text{ [cm}^4\text{]}$$

De la tabla **Anexo 5**, se tiene que, la escuadría adecuada es:

$$\begin{aligned}
 \text{1 pieza 2"x2"} &\rightarrow A = 16,0 \text{ [cm}^2\text{]} \\
 &I_x = I_y = 21,3 \text{ [cm}^4\text{]} \\
 &S_x = S_y = 10,7 \text{ [cm}^3\text{]}
 \end{aligned}$$



PASO 7. DISEÑO DE PUNTALES.

7.1) Escuadría de los Puntales.

Como se usarán travesaños de 3"x3" podríamos partir escogiendo la escuadría mínima que vendría a ser puntales de 3"x3", así se ajustaría exactamente al ancho del Larguero.

7.2) Espaciamiento de Puntales.

El espaciamiento, a lo largo de la viga, será el mismo que el definido para los Travesaños, es decir: $L_{(Pu)}=0,50 \text{ [m]}$.

7.3) Verificación a Pandeo.

Para realizar la verificación al pandeo, previamente es necesario realizar el cálculo de la “carga admisible”, para tal efecto es necesario determinar el tipo de columna y para ello deberemos recurrir al parámetro denominado “Esbeltez”.

Carga factorizada sobre cada Puntal.

- Carga de la viga (transmitida a través del Tablero de Fondo):

$$q_{d(TF)} = 3,61 \text{ [kN/m]}$$

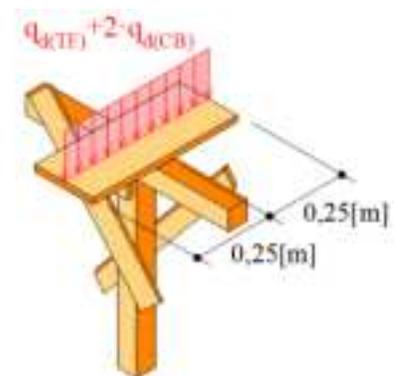
- Carga de un lado de Losa (transmitida a través de las Carreras Bajas):

$$q_{d(CB)} = 3,65 \text{ [kN/m]}$$

- Carga Axial de diseño sobre cada Puntal:

$$N_{(Pu)} = [q_{d(TF)} + 2 \cdot q_{d(CB)}] \cdot L_{(Pu)}$$

$$N_{(Pu)} = [3,61 + 2 \cdot (3,65)] \cdot 0,50 = 5,46 \text{ [kN]}$$



Altura de los Puntales.

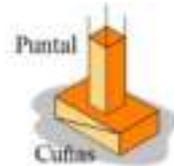
Como la altura entre pisos es 2,80 [m], la altura de cada puntal viene a ser:

$$L = H - h_{\text{viga}} - h_{\text{tablero}} - h_{\text{travesaño}}$$

$$L = 2,80 - 0,40 - 0,02 - 0,065$$

$$L = 2,32 \text{ [m]}$$

NOTA.- No se están tomando en cuenta las cuñas al pie de cada Puntal, que habitualmente se colocan para facilitar el ajuste y retirado de los puntales.

**Longitud efectiva:**

$$L_{\text{ef}} = L \text{ (articulado en ambos extremos)}$$

$$L_{\text{ef}} = 2,32 \text{ [m]}$$

Esbeltez geométrica:

$$\lambda_g = \frac{L_{\text{ef}}}{d_{3''}} = \frac{2,32}{0,065} \rightarrow \lambda_g = 35,69$$

Tipo de Columna.

Para columnas del GRUPO B, de acuerdo a la tabla **Anexo 10**: $C_k = 18,34$

Ahora, como: $C_k \leq \lambda_g \leq 50 \rightarrow$ “Columna Larga”

Carga crítica de pandeo.

Para “columnas largas”, la carga crítica es:
$$N_{\text{crit}} = 0,822 \cdot \left(\frac{E \cdot A}{\lambda_g^2} \right)$$

Donde:

$$- E = E_{\text{min}} = 7350000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$- A = A_{3'' \times 3''} = 4,22 \times 10^{-3} \text{ [m}^2\text{]}$$

Reemplazando valores:

$$N_{\text{crit}} = 0,822 \cdot \left(\frac{E_{\text{min}} \cdot A_{3'' \times 3''}}{\lambda_g^2} \right) = 0,822 \cdot \left(\frac{7350000 \cdot (4,22 \times 10^{-3})}{35,69^2} \right)$$

$$N_{\text{crit}} = 20,02 \text{ [kN]}$$

Carga de pandeo Ajustada:

$$N' = K_F \cdot \left(\frac{\phi_c \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot N_{\text{crit}}$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_c$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$

Reemplazando estos valores:

$$N' = \left(\frac{2,16}{\phi_c} \right) \cdot \left(\frac{\phi_c \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (20,02) \quad \rightarrow \quad N' = 20,76 [\text{kN}]$$

Cumpléndose lo siguiente:

$$N_{(Pu)} \leq N'$$

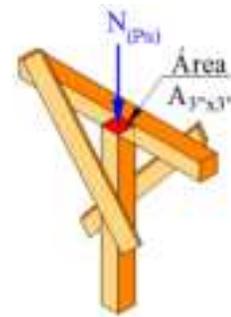
$$5,46 \leq 20,76 [\text{kN}] \quad \checkmark \text{ SI se verifica la seguridad al pandeo}$$

7.4) Aplastamiento del Puntal sobre el Travesaño.

Tensión originada:

$$P_{\perp} = \frac{N_{(Pu)}}{A_{3" \times 3"}} = \frac{5,46}{4,22 \times 10^{-3}}$$

$$P_{\perp} = 1293,8 [\text{kN/m}^2]$$



Esfuerzo a Aplastamiento Ajustado (perpendicular al grano):

$$F'_{c\perp} = K_F \cdot \phi_c \cdot \lambda \cdot f_{c\perp}$$

Donde:

- $K_F = 1,875/\phi_c$
- $\lambda = 0,6$
- $f_{c\perp} = 2744,0 [\text{kN/m}^2]$

Reemplazando estos valores:

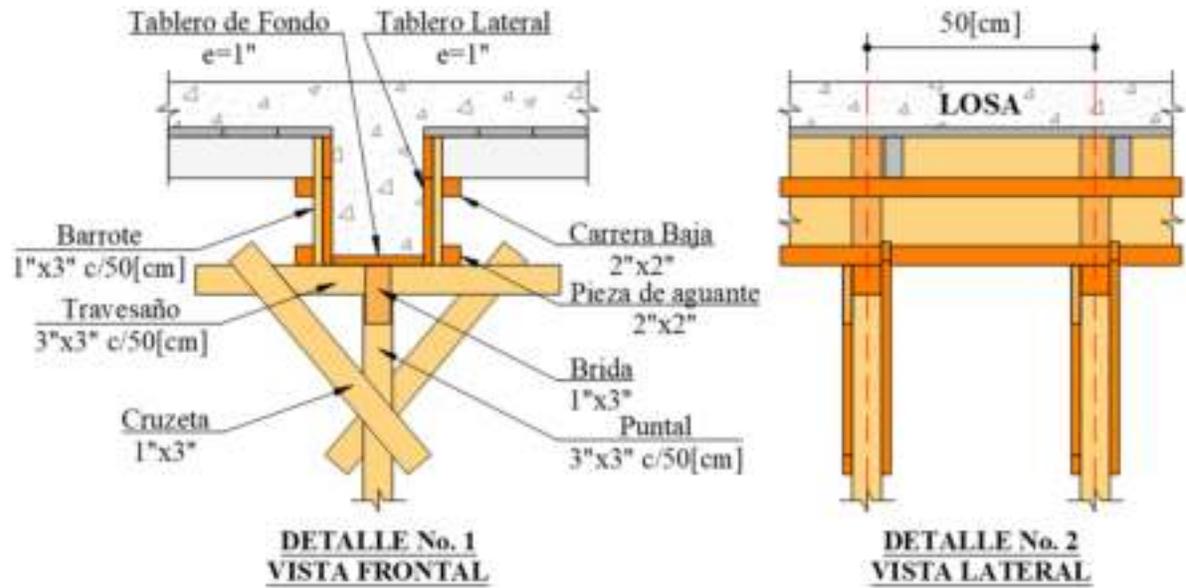
$$F'_{c\perp} = \left(\frac{1,875}{\phi_c} \right) \cdot \phi_c \cdot (0,6) \cdot (2744,0) \quad \rightarrow \quad F'_{c\perp} = 3087,0 [\text{kN/m}^2]$$

Por tanto:

$$P_{\perp} \leq F'_{c\perp}$$

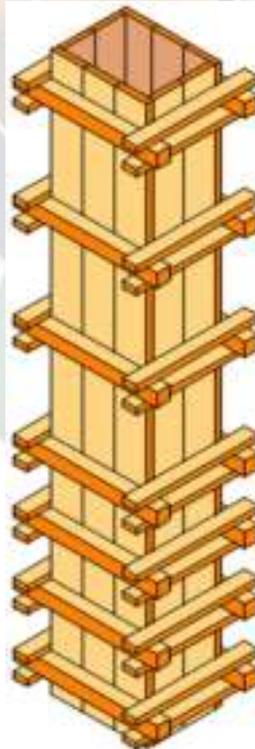
$$1293,8 \leq 3087,0 [\text{kN/m}^2] \quad \checkmark \text{ Se verifica}$$

PASO 8. ESQUEMA FINAL DEL ENCOFRADO.



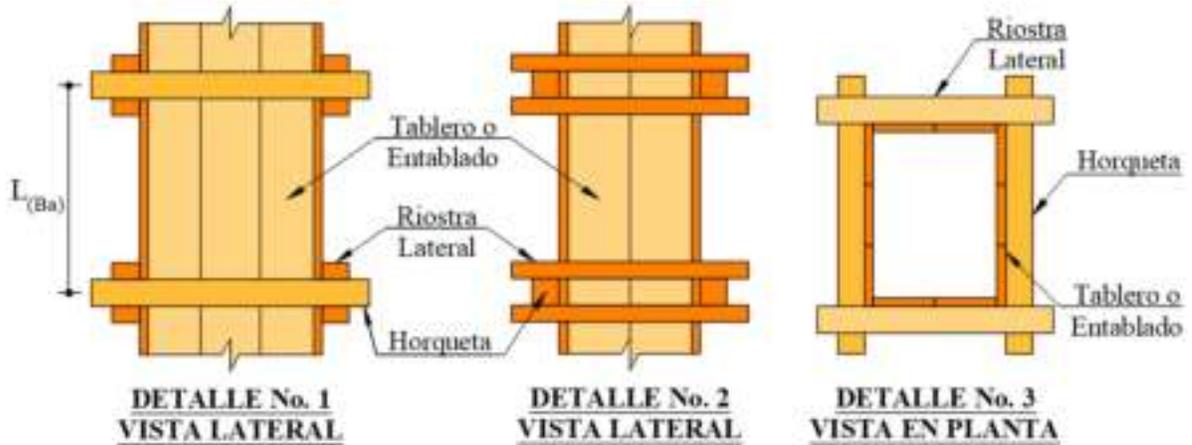
3.3.7. DISEÑO DE ENCOFRADO DE COLUMNA SEGÚN LA “ASD”.

- Altura de la columna: $h = 2,50$ [m]
- Velocidad de llenado: $R = 2,00$ [m/h]
- Geometría de la columna: 30×40 [cm]
- Peso específico del Hormigón: $\gamma_{H^{\circ}} = 24$ [kN/m³]
- Cemento Tipo I (sin aditivos).
- Tensiones admisibles para maderas del GRUPO B:
 - $f_m = 14700,0$ [kN/m²]
 - $f_v = 1176,0$ [kN/m²]
 - $f_{c\perp} = 2744,0$ [kN/m²]
 - $E_{prom} = 9800000$ [kN/m²]
- El entablado se lo realizará con Tableros de 1” de espesor.
- Madera en condiciones secas, menores a 19% de contenido de humedad.
- Límite de deflexión para “L/360”, pero no mayor que 1/16 [pulg].
- Temperatura ambiente media: $T = 15$ [°C].



PASO 1. ESQUEMA DEL ENCOFRADO.

El encofrado tipo a diseñar será el siguiente:



PASO 2. PRESIÓN DEL HORMIGÓN SOBRE EL MOLDAJE.

Para columnas con velocidad de llenador (R) menor a 2,1 [m/h] y alturas de vaciado (h) que no exceden los 4,2 [m], se tiene una presión lateral máxima dada por:

$$P_m = C_w \cdot C_c \cdot \left(7,2 + \frac{785 \cdot R}{T + 17,8} \right)$$

Debiendo verificarse:

$$P_{\min} \leq P_m \leq P_{\max}$$

$$30 \cdot C_w \leq P_m \leq \gamma \cdot h$$

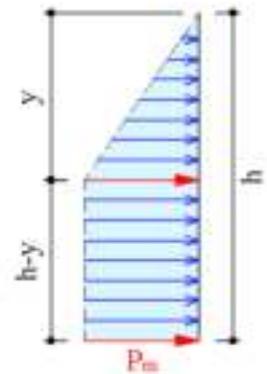
Ahora, de acuerdo a las tablas **Anexo 12** y **Anexo 13**:

- Coeficiente de peso unitario: $C_w = 1,0$
- Coeficiente químico: $C_c = 1,0$

Reemplazando estos valores, se tiene:

$$P_m = (1,0) \cdot (1,0) \cdot \left(7,2 + \frac{785 \cdot (2,00)}{15 + 17,8} \right)$$

$$P_m = 55,07 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$



Ahora, debe verificarse que “ P_m ” se encuentre en el rango dado por “ P_{\min} ” y “ P_{\max} ”:

$$P_{\min} \leq P_m \leq P_{\max}$$

$$30 \cdot C_w \leq P_m \leq \gamma_{H^\circ} \cdot h$$

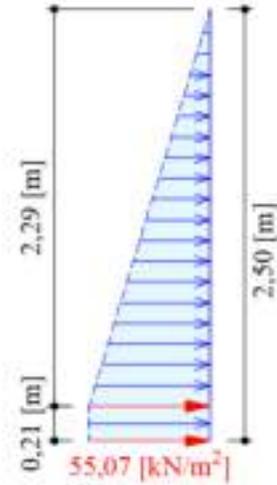
$$30 \cdot (1,0) \leq P_m \leq 24 \cdot (2,50)$$

$$30,0 \leq P_m \leq 60,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad \checkmark \text{ Se verifica}$$

Por tanto, el diagrama de presiones laterales será:

$$P_{\max} = \gamma_{H^\circ} \cdot h \quad \rightarrow \quad P_m = \gamma_{H^\circ} \cdot y$$

$$y = \frac{P_m}{\gamma_{H^\circ}} = \frac{55,07}{24} \quad \rightarrow \quad y = 2,29 \text{ [m]}$$



PASO 3. DISEÑO DEL ENTABLADO.

3.1) Escuadría del Entablado.

De acuerdo al enunciado de este ejemplo, el entablado se lo realizará con tablas de 1” de espesor, adecuadamente sujetas a los Cercos o Barrotes.

PASO 4. ESPACIAMIENTO DE LOS BARROTES.

4.1) Cargas de diseño sobre los Barrotes.

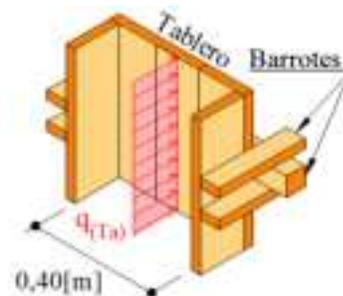
En principio nos enfocamos sobre el lado mayor de la columna, pudiéndose considerar una amplia franja de Tablero de 40x2 [cm], la cual llevaría una carga lateral uniformemente distribuida igual a “ $q_{(Ta)}$ ” a lo largo de toda su altura de la columna y que tiene a los Barrotes como apoyos equidistantes entre sí, asimilando a una viga continua.

Siendo la Carga Lineal sobre el Tablero:

$$q_{(Ta)} = P_m \cdot \text{ANCHO}$$

$$q_{(Ta)} = 55,07 \cdot (0,40)$$

$$q_{(Ta)} = 22,03 \text{ [kN/m]}$$



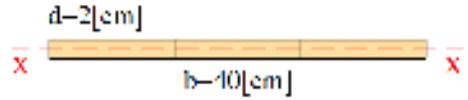
4.2) Espaciamiento de Barrotes por Flexión en los Tableros.

El momento flector máximo, sobre el apoyo, en una viga continua es: $M_{\max} = \frac{q \cdot L^2}{10}$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L^2}{10} \leq f_m \cdot S$$

$$L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot f_m \cdot S}{q}}$$



Donde:

- $q = q_{(Ta)} = 22,03$ [kN/m]
- $f_m = 14700,0$ [kN/m²] + 10% = 16170,0 [kN/m²]
- Para una Tabla 40x2 [cm]: $S = S_x = 2,67 \times 10^{-5}$ [m³]

Reemplazando estos valores:

$$L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot f_m \cdot S_x}{q_{(Ta)}}} = \sqrt{\frac{10 \cdot (16170,0) \cdot (2,67 \times 10^{-5})}{22,03}} \quad \rightarrow \quad L \leq 0,44$$
 [m]

4.3) Espaciamiento de Barrotes por Corte en el Entablado.

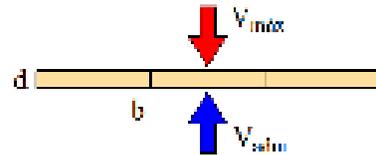
El cortante máximo, sobre el apoyo, en una viga continua es:

$$V_{\text{máx}} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot L$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{3}{5} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot f_v \cdot (b \cdot d)$$

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{f_v \cdot (b \cdot d)}{q} \right)$$



Donde:

- $q = q_{(Ta)} = 22,03$ [kN/m]
- $f_v = 1176,0$ [kN/m²] + 10% = 1293,6 [kN/m²]
- Para una Tabla 40x2 [cm]: $b = 0,40$ [m]
 $d = 0,02$ [m]

Reemplazando estos valores:

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{f_v \cdot (b \cdot d)}{q_{(Ta)}} \right) = \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{1293,6 \cdot (0,40 \cdot 0,02)}{22,03} \right) \quad \rightarrow \quad L \leq 0,52$$
 [m]

Antes de definir una separación final entre los Barrotes, se debe realizar un último análisis que vendría a ser el de la deflexión del Entablado.

4.4) Espaciamiento de Barrotes por Deflexión en el Entablado.

El análisis deberá realizarse de tal forma que se verifiquen las separaciones entre los Barrotes para los límites admisibles de deflexión en los Tableros.

Ahora, de todos los valores posibles, para “L”, teniendo presente las recomendaciones prácticas y las razones constructivas, tomamos aquellos valores que estén dentro del rango inferior de los rangos calculados por Flexión y Corte, en nuestro caso: $L \leq 0,44$ [m] (calculado por Flexión). Seguidamente realizamos la verificación de la deflexión.

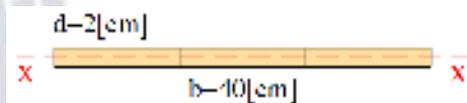
PARA $L=0,30$ [m]

La deflexión máxima en una viga continua es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I}$$

Donde:

- $q = q_{(Ta)} = 22,03$ [kN/m]
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000$ [kN/m²]
- Para una Tabla 40x2 [cm]: $I = I_x = 2,67 \times 10^{-7}$ [m⁴]



Reemplazando valores:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{(Ta)} \cdot L^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_x} = \frac{22,03 \cdot (0,30^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (2,67 \times 10^{-7})} \cdot 1000 \rightarrow \Delta_{\text{máx}} = 0,5 \text{ [mm]}$$

La deflexión máxima admisible del Entablado estará definida por:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L/360 \\ 1/16 \text{ [plg]} \end{cases}$$

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} 300/360 = 0,8 \text{ [mm]} \\ 1/16 \text{ [plg]} = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \rightarrow \Delta_{\text{adm}} \leq 0,8 \text{ [mm]}$$

Por tanto:

$$\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}}$$

$$0,5 \leq 0,8 \text{ [mm]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica la Deflexión}$$

PARA $L=0,35$ [m]

Reemplazando valores para la deflexión máxima:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{(Ta)} \cdot L^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_x} = \frac{22,03 \cdot (0,35^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (2,67 \times 10^{-7})} \cdot 1000 \rightarrow \Delta_{\text{máx}} = 0,9 \text{ [mm]}$$

Ahora, reemplazando valores para la deflexión máxima admisible:

$$\Delta_{adm} \leq \text{Menor} \begin{cases} L/360 = 350/360 = 1,0 [\text{mm}] \\ 1/16 [plg] = 1,6 [\text{mm}] \end{cases} \rightarrow \Delta_{adm} \leq 1,0 [\text{mm}]$$

Por tanto: $\Delta_{m\acute{a}x} \leq \Delta_{adm}$

$$0,9 \leq 1,0 [\text{mm}] \quad \checkmark \text{ SI se verifica la Deflexi3n}$$

4.5) Espaciamiento tentativo de todos los Barrotes.

De acuerdo a lo calculado, además teniendo presente las recomendaciones prácticas y las razones constructivas para la disposici3n de Barrotes en columnas, tentativamente podríamos adelantarnos con las posiciones, esto para ir ajustando e ir definiendo las posiciones finales y/o escuadrías tanto de las Horquetas como de las Riostras Laterales, de tal manera que posteriormente solo se tenga que ir haciendo las verificaciones para cada posici3n.

Entonces, a continuaci3n, se muestra la disposici3n preliminar de Barrotes, además de los Diagramas de Presiones “P_i”, su área de influencia y las Cargas Lineales “q_i” correspondiente a cada Barrote.

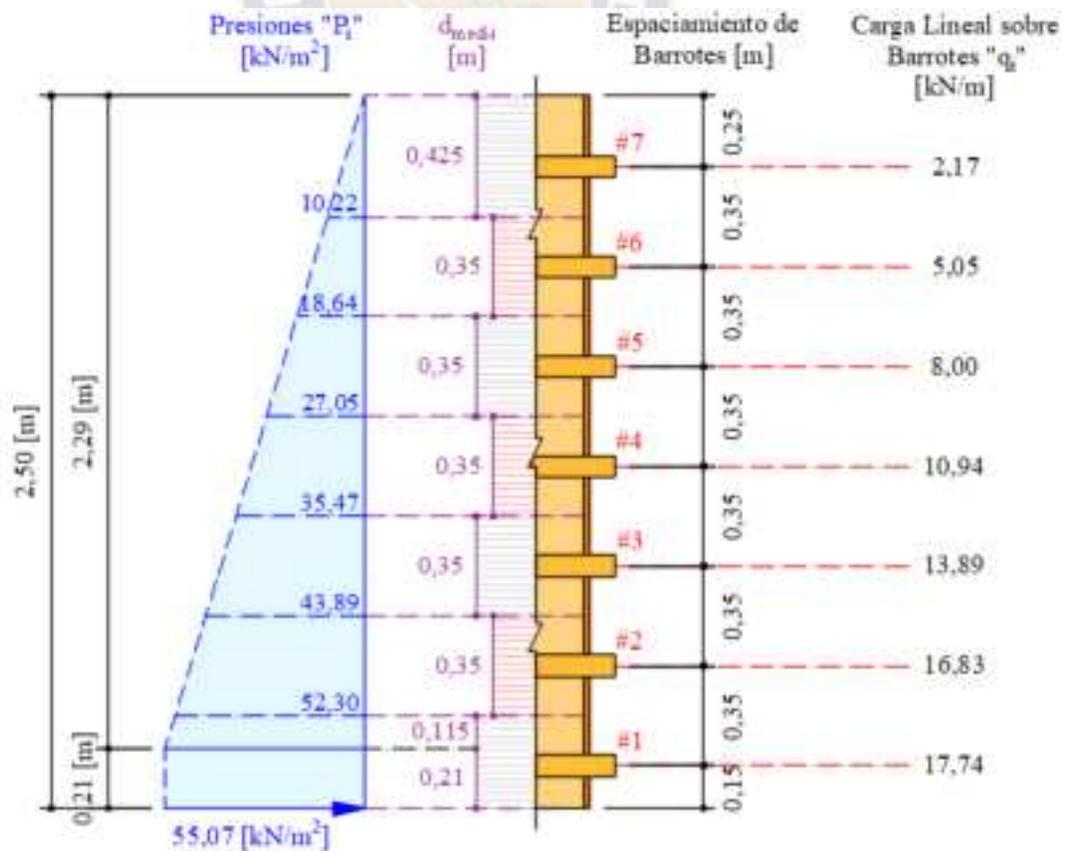


DIAGRAMA DE PRESIONES Y CARGAS LINEALES SOBRE UN LADO DEL ENCOFRADO

Carga Lineal actuante sobre cada Barrote:

$$q_{\#1} = 55,07 \cdot (0,21) + \left(\frac{55,07 + 52,30}{2} \right) \cdot 0,115 = 17,74 \text{ [kN / m]}$$

$$q_{\#2} = \left(\frac{52,30 + 43,89}{2} \right) \cdot 0,35 = 16,83 \text{ [kN / m]}$$

$$q_{\#3} = \left(\frac{43,89 + 35,47}{2} \right) \cdot 0,35 = 13,89 \text{ [kN / m]}$$

$$q_{\#4} = \left(\frac{35,47 + 27,05}{2} \right) \cdot 0,35 = 10,94 \text{ [kN / m]}$$

$$q_{\#5} = \left(\frac{27,05 + 18,64}{2} \right) \cdot 0,35 = 8,00 \text{ [kN / m]}$$

$$q_{\#6} = \left(\frac{18,64 + 10,22}{2} \right) \cdot 0,35 = 5,05 \text{ [kN / m]}$$

$$q_{\#7} = \left(\frac{10,22}{2} \right) \cdot 0,425 = 2,17 \text{ [kN / m]}$$

Puede apreciarse que, para la disposición planteada preliminarmente, la posición más solicitada vendría a ser la del **Barrote #1**, con **17,74 [kN/m]**, siendo este valor de carga con el que, a continuación, se diseñarán los Barrotes.

$$q_{(Ba)} = q_{\#1}$$

$$q_{(Ba)} = 17,74 \text{ [kN/m]}$$

PASO 5. DISEÑO DE HORQUETAS (SOBRE EL LADO MAYOR).

En esta parte del diseño nos enfocaremos en, asumido una escuadría de Horqueta, verificar su resistencia a Flexión, Corte y Deformación, para la escuadría asumida y la carga máxima calculada en Barrotes.

5.1) Escuadría de la Horqueta.

Partimos adoptando el uso de Horquetas de 4”x4” y con ello Riostras Laterales también de 4” de ancho.

5.2) Verificación de las Horquetas a Flexión.

Para empezar el análisis por Flexión, podríamos asimilar a la Horqueta a una viga simplemente apoyada, sometida a una carga uniforme parcial.

El momento flector máximo en la viga es:

$$M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot a}{8} \cdot (2 \cdot L - a)$$

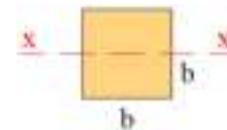
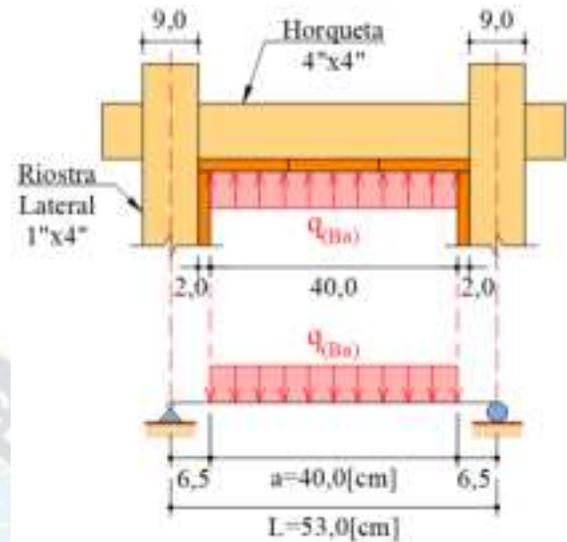
Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r$$

$$\frac{q \cdot a}{8} \cdot (2 \cdot L - a) \leq f_m \cdot S$$

Donde:

- $q = q_{(Ba)} = 17,74 \text{ [kN/m]}$
- Longitud de carga: $a = 0,40 \text{ [m]}$
- Longitud de la viga: $L = 0,53 \text{ [m]}$
- $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 16170,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- Módulo Resistente: $S = S_{4" \times 4"} = 1,215 \times 10^{-4} \text{ [m}^3\text{]}$



Reemplazando valores:

$$\frac{q_{(Ba)} \cdot a}{8} \cdot (2 \cdot L - a) \leq f_m \cdot S_{4" \times 4"}$$

$$\frac{17,74 \cdot (0,40)}{8} \cdot (2 \cdot 0,53 - 0,40) \leq 16170,0 \cdot (1,215 \times 10^{-4})$$

$$0,58 \leq 1,96 \text{ [kN-m]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica a Flexión}$$

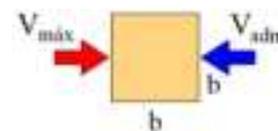
5.3) Verificación de las Horquetas a Corte.

El cortante máximo en la viga viene a ser:

$$V_{\text{máx}} = \frac{q \cdot a}{2}$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot a}{2} \leq \frac{2}{3} \cdot f_v \cdot b^2$$



Donde:

- $q = q_{(Ba)} = 17,74 \text{ [kN/m]}$
- Longitud de carga: $a = 0,40 \text{ [m]}$
- $f_v = 1176,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 1293,6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- Para una Horqueta 4" x 4": $b = 4 \text{ [pulg]} = 0,09 \text{ [m]}$

Reemplazando valores:

$$\frac{q_{(Ba)} \cdot a}{2} \leq \frac{2}{3} \cdot f_v \cdot b^2$$

$$\frac{17,74 \cdot (0,40)}{2} \leq \frac{2}{3} \cdot (1293,6) \cdot (0,09^2)$$

$$3,55 \leq 6,99 \text{ [kN]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica a Corte}$$

5.4) Verificación de las Horquetas a Deflexión.

La deflexión máxima en la viga es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q \cdot a}{384 \cdot E \cdot I} \cdot (a^3 + 8 \cdot L^3 - 4 \cdot L \cdot a^2)$$

La deflexión máxima admisible de cada Horqueta viene a ser:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L/360 \\ 1/16 [p\lg] \end{cases}$$

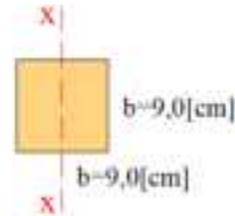
$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} 530/360 = 1,5 \text{ [mm]} \\ 1/16 [p\lg] = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \rightarrow \Delta_{\text{adm}} \leq 1,5 \text{ [mm]}$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}} \rightarrow \frac{q \cdot a}{384 \cdot E \cdot I} \cdot (a^3 + 8 \cdot L^3 - 4 \cdot L \cdot a^2) \leq 1,5 \times 10^{-3}$$

Donde:

- $q = q_{(Ba)} = 17,74 \text{ [kN/m]}$
- Longitud de carga: $a = 0,40 \text{ [m]}$
- Longitud de la viga: $L = 0,53 \text{ [m]}$
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000 \text{ [kN]}$
- Para una Horqueta 4"x4": $I = I_{4" \times 4"} = 5,468 \times 10^{-6} \text{ [m}^4\text{]}$



Reemplazando valores:

$$\frac{q_{(Ba)} \cdot a}{384 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_{4" \times 4"}} \cdot (a^3 + 8 \cdot L^3 - 4 \cdot L \cdot a^2) \cdot 1000 \leq (1,5 \times 10^{-3}) \cdot 1000$$

$$\frac{17,74 \cdot (0,40)}{384 \cdot (9800000) \cdot (5,468 \times 10^{-6})} \cdot [0,40^3 + 8 \cdot (0,53^3) - 4 \cdot (0,53) \cdot (0,40^2)] \cdot 1000 \leq 1,5$$

$$0,3 \leq 1,5 \text{ [mm]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica a Deflexión}$$

Habiéndose realizado las verificaciones respectivas, sobre el lado mayor de la columna, asumimos el uso de Horquetas de 4"x4".

PASO 6. DISEÑO DE RIOSTRAS LATERALES (SOBRE EL LADO MENOR).

Para este diseño, procederemos de la misma manera que en el diseño de Horquetas.

6.1) Escuadría de las Riostras Laterales.

Para acompañar a cada Horquetas de 4”x4”, partiremos probando dos Riostras Laterales de 1”x4”.

6.2) Verificación de las Riostras Laterales a Flexión.

Para el análisis por Flexión, podríamos asimilar a la Horqueta a una viga simplemente apoyada, sometida a una carga uniforme parcial.

El momento flector máximo en la viga es:

$$M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot a}{8} \cdot (2 \cdot L - a)$$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r$$

$$\frac{q \cdot a}{8} \cdot (2 \cdot L - a) \leq f_m \cdot S$$

Donde:

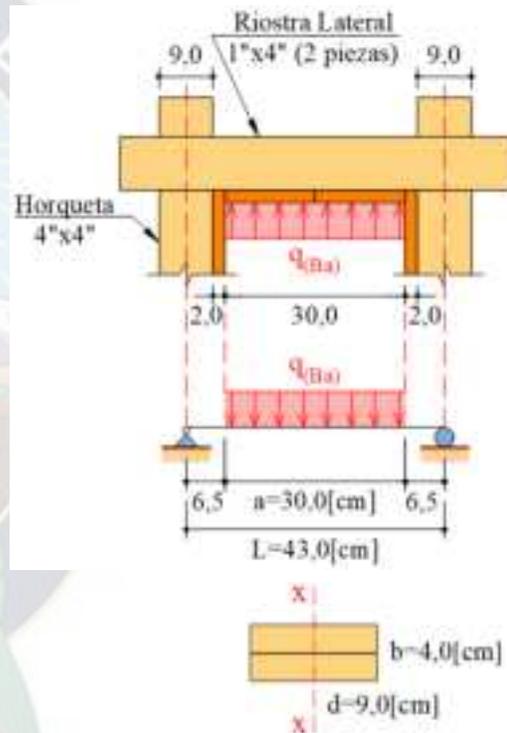
- $q = q_{(Ba)} = 17,74 \text{ [kN/m]}$
- Longitud de carga: $a = 0,30 \text{ [m]}$
- Longitud de la viga: $L = 0,43 \text{ [m]}$
- $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\%$
 $f_m = 16170,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- Módulo resistente para dos piezas:
 $S = S_{2(1"x4")} = 5,40 \times 10^{-5} \text{ [m}^3\text{]}$

Reemplazando valores:

$$\frac{q_{(Ba)} \cdot a}{8} \cdot (2 \cdot L - a) \leq f_m \cdot S_{2(1"x4")}$$

$$\frac{17,74 \cdot (0,30)}{8} \cdot (2 \cdot 0,43 - 0,30) \leq 16170,0 \cdot (5,40 \times 10^{-5})$$

$$0,37 \leq 0,87 \text{ [kN-m]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica a Corte}$$



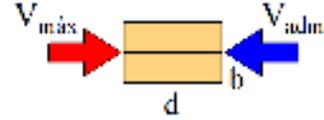
6.3) Verificación de las Riostras Laterales a Corte.

El cortante máximo en la viga viene a ser:

$$V_{\text{máx}} = \frac{q \cdot a}{2}$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot a}{2} \leq \frac{2}{3} \cdot f_v \cdot (b \cdot d)$$



Donde:

- $q = q_{(Ba)} = 17,74 \text{ [kN/m]}$
- Longitud de carga: $a = 0,30 \text{ [m]}$
- $f_v = 1176,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 1293,6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- Para 2 Horquetas de 1"x4": $b = 2 \cdot (1 \text{ [pulg]}) = 0,04 \text{ [m]}$
 $d = 4 \text{ [pulg]} = 0,09 \text{ [m]}$

Reemplazando valores:

$$\frac{q_{(Ba)} \cdot a}{2} \leq \frac{2}{3} \cdot f_v \cdot (b \cdot d)$$

$$\frac{17,74 \cdot (0,30)}{2} \leq \frac{2}{3} \cdot (1293,6) \cdot (0,04 \cdot 0,09)$$

$$2,66 \leq 3,10 \text{ [kN]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica a Corte}$$

6.4) Verificación de las Riostras Laterales a Deflexión.

La deflexión máxima en la viga es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q \cdot a}{384 \cdot E \cdot I} \cdot (a^3 + 8 \cdot L^3 - 4 \cdot L \cdot a^2)$$

La deflexión máxima admisible de cada Horqueta viene a ser:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L/360 \\ 1/16 \text{ [plg]} \end{cases}$$

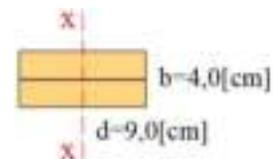
$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} 430/360 = 1,2 \text{ [mm]} \\ 1/16 \text{ [plg]} = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \quad \rightarrow \quad \Delta_{\text{adm}} \leq 1,2 \text{ [mm]}$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot a}{384 \cdot E \cdot I} \cdot (a^3 + 8 \cdot L^3 - 4 \cdot L \cdot a^2) \leq 1,2 \times 10^{-3}$$

Donde:

- $q = q_{(Ba)} = 17,74 \text{ [kN/m]}$
- Longitud de carga: $a = 0,30 \text{ [m]}$
- Longitud de la viga: $L = 0,43 \text{ [m]}$
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000 \text{ [kN]}$
- Para 2 Horquetas de 1"x4": $I = I_{2(1"x4")} = 2,43 \times 10^{-6} \text{ [m}^4\text{]}$



Reemplazando valores:

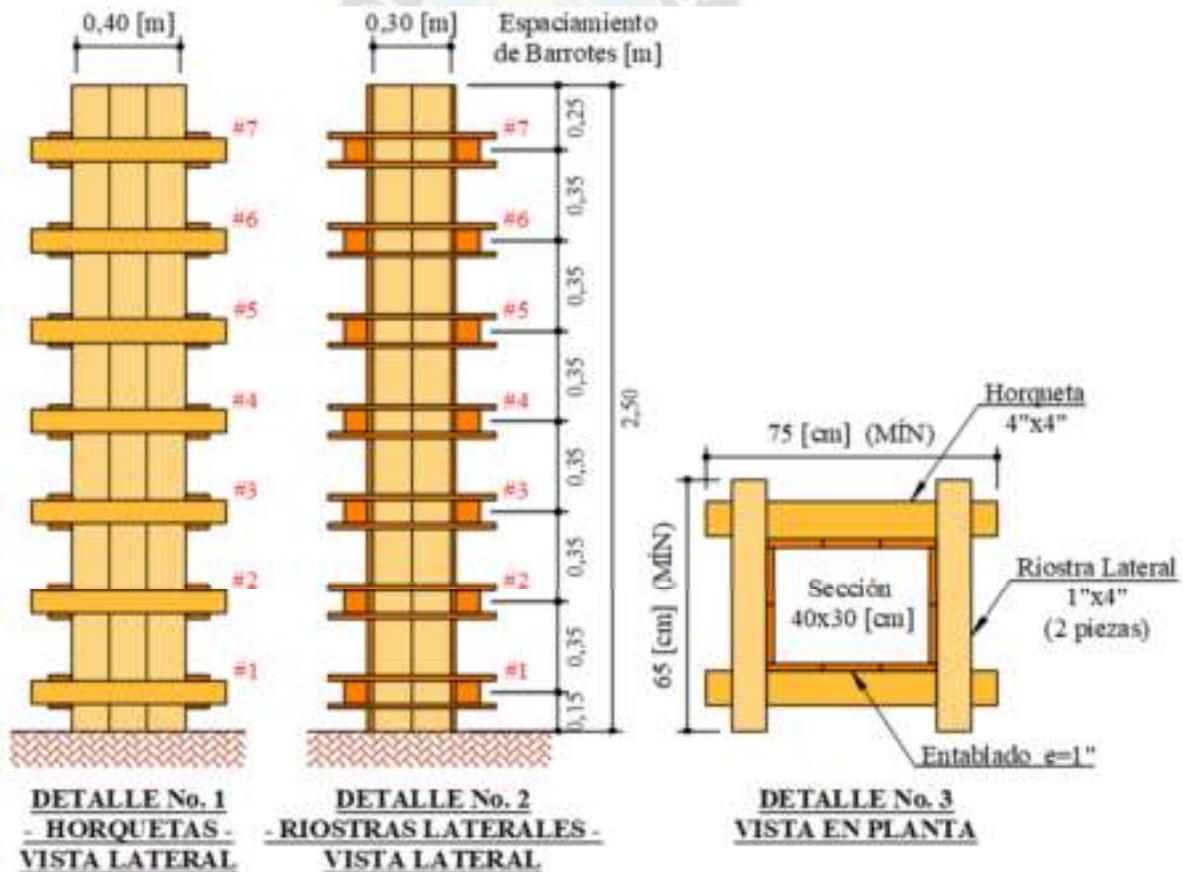
$$\frac{q_{(Ba)} \cdot a}{384 \cdot E_{prom} \cdot I_{2(1"x4")}} \cdot (a^3 + 8 \cdot L^3 - 4 \cdot L \cdot a^2) \cdot 1000 \leq (1,2 \times 10^{-3}) \cdot 1000$$

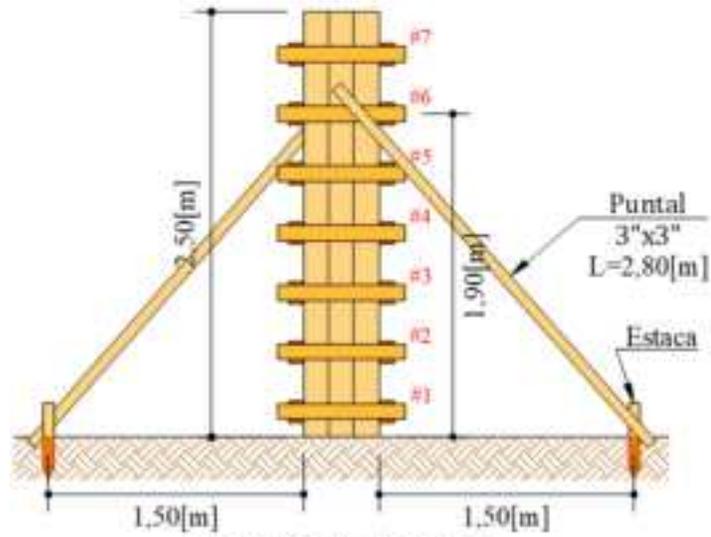
$$\frac{17,74 \cdot (0,30)}{384 \cdot (9800000) \cdot (2,43 \times 10^{-6})} \cdot [0,30^3 + 8 \cdot (0,43^3) - 4 \cdot (0,43) \cdot (0,30^2)] \cdot 1000 \leq 1,2$$

0,3 ≤ 1,2 [mm] ✓ SI se verifica a Deflexión

Habiéndose realizado las verificaciones respectivas, sobre el lado menor de la columna, en definitiva, asumimos el uso de Riostras Laterales de 1"x4".

PASO 7. ESQUEMA FINAL DEL ENCOFRADO.



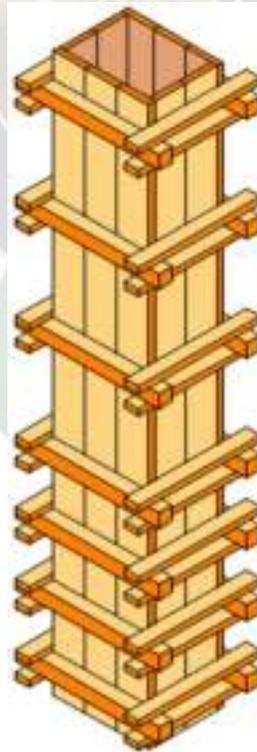


**ELEVACIÓN LATERAL
(LADO ANCHO DE LA COLUMNA)**



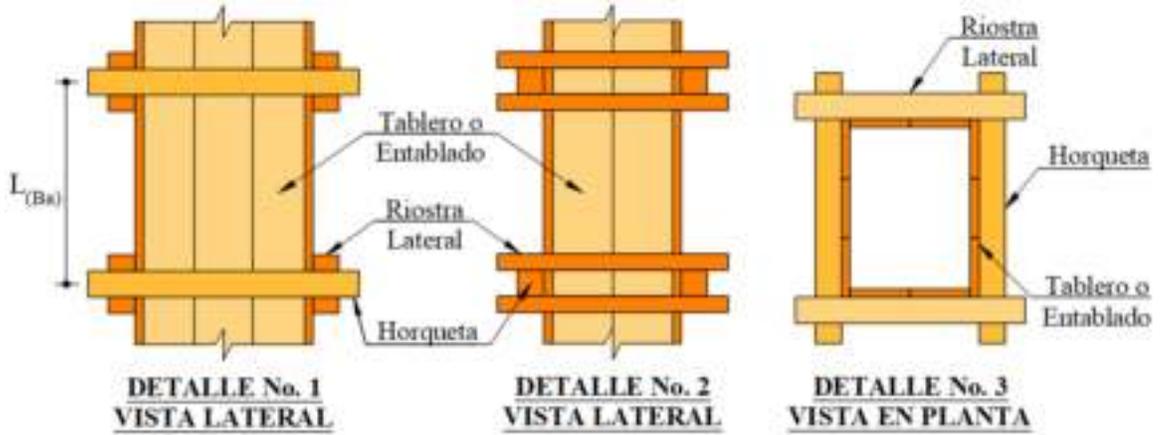
3.3.8. DISEÑO DE ENCOFRADO DE COLUMNA SEGÚN LA “LRFD”.

- Altura de la columna: $h = 2,50$ [m]
- Velocidad de llenado: $R = 2,00$ [m/h]
- Geometría de la columna: 30×40 [cm]
- Peso específico del Hormigón: $\gamma_{H^{\circ}} = 24$ [kN/m³]
- Cemento Tipo I (sin aditivos).
- Tensiones admisibles para maderas del GRUPO B:
 - $f_m = 14700,0$ [kN/m²]
 - $f_v = 1176,0$ [kN/m²]
 - $f_{c\perp} = 2744,0$ [kN/m²]
 - $E_{prom} = 9800000$ [kN/m²]
- El entablado se lo realizará con Tableros de 1” de espesor.
- Madera en condiciones secas, menores a 19% de contenido de humedad.
- Límite de deflexión para “L/360”, pero no mayor que 1/16 [pulg].
- Temperatura ambiente media: $T = 15$ [°C].



PASO 1. ESQUEMA DEL ENCOFRADO.

El encofrado tipo a diseñar será el siguiente:



PASO 2. PRESIÓN DEL HORMIGÓN SOBRE EL MOLDAJE.

Para columnas con velocidad de llenador (R) menor a 2,1 [m/h] y alturas de vaciado (h) que no exceden los 4,2 [m], se tiene una presión lateral máxima dada por:

$$P_m = C_w \cdot C_c \cdot \left(7,2 + \frac{785 \cdot R}{T + 17,8} \right)$$

Debiendo verificarse:

$$P_{\min} \leq P_m \leq P_{\max}$$

$$30 \cdot C_w \leq P_m \leq \gamma \cdot h$$

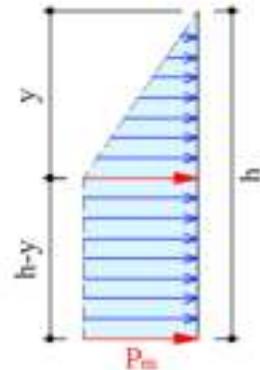
Ahora, de acuerdo a las tablas **Anexo 12** y **Anexo 13**:

- Coeficiente de peso unitario: $C_w = 1,0$
- Coeficiente químico: $C_c = 1,0$

Reemplazando estos valores, se tiene:

$$P_m = (1,0) \cdot (1,0) \cdot \left(7,2 + \frac{785 \cdot (2,00)}{15 + 17,8} \right)$$

$$P_m = 55,07 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$



Ahora, debe verificarse que “ P_m ” se encuentre en el rango dado por “ P_{\min} ” y “ P_{\max} ”:

$$P_{\min} \leq P_m \leq P_{\max}$$

$$30 \cdot C_w \leq P_m \leq \gamma_{H^\circ} \cdot h$$

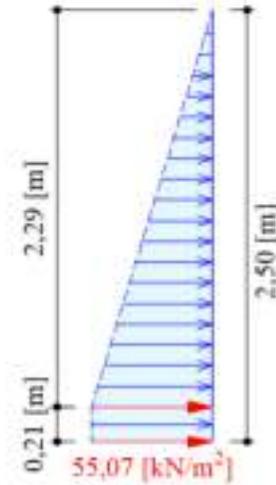
$$30 \cdot (1,0) \leq P_m \leq 24 \cdot (2,50)$$

$$30,0 \leq P_m \leq 60,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad \checkmark \text{ Se verifica}$$

Por tanto, el diagrama de presiones laterales será:

$$P_{\max} = \gamma_{H^\circ} \cdot h \quad \rightarrow \quad P_m = \gamma_{H^\circ} \cdot y$$

$$y = \frac{P_m}{\gamma_{H^\circ}} = \frac{55,07}{24} \quad \rightarrow \quad y = 2,29 \text{ [m]}$$



PASO 3. DISEÑO DEL ENTABLADO.

3.1) Escuadría del Entablado.

De acuerdo al enunciado de este ejemplo, el entablado se lo realizará con tablas de 1” de espesor, adecuadamente sujetas a los Cercos o Barrotes.

PASO 4. ESPACIAMIENTO DE LOS BARROTES.

4.1) Cargas de diseño sobre los Barrotes.

En principio nos enfocamos sobre el lado mayor de la columna, pudiéndose considerar una amplia franja de Tablero de 40x2 [cm], la cual llevaría una carga lateral uniformemente distribuida igual a “ $q_{d(Ta)}$ ” a lo largo de toda su altura de la columna y que tiene a los Barrotes como apoyos equidistantes entre sí, asimilando a una viga continua.

La carga “ $q_{(Ta)}$ ” viene a ser:

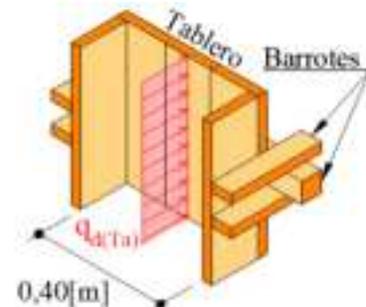
$$q_{(Ta)} = P_m \cdot \text{ANCHO} = 55,07 \cdot (0,40)$$

$$q_{(Ta)} = 22,03 \text{ [kN/m]}$$

Y la carga de diseño “ $q_{d(Ta)}$ ” viene a ser:

$$q_{d(Ta)} = 1,4 \cdot q_{(Ta)} = 1,47 \cdot (22,03)$$

$$q_{d(Ta)} = 30,84 \text{ [kN/m]}$$



4.2) Espaciamiento de Barrotes por Flexión en los Tableros.

Esfuerzo a Flexión Ajustado:

$$F'_b = K_F \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_m$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_b$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 16170,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_b = \left(\frac{2,16}{\phi_b} \right) \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (16170,0) \quad \rightarrow \quad F'_b = 16765,1 \text{ [kN / m}^2\text{]}$$

Espaciamiento por Flexión:

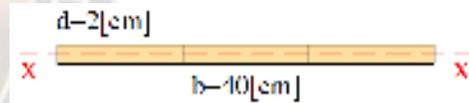
El momento flector máximo, sobre el apoyo, en una viga continua es: $M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{10}$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L^2}{10} \leq F'_b \cdot S \quad \rightarrow \quad L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot F'_b \cdot S}{q}}$$

Donde:

- $q = q_{d(Ta)} = 30,84 \text{ [kN/m]}$
- Para una Tabla 40x2 [cm]:
 $S = S_x = 2,67 \times 10^{-5} \text{ [m}^3\text{]}$



Reemplazando estos valores:

$$L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot F'_b \cdot S_x}{q_{d(Ta)}}} = \sqrt{\frac{10 \cdot (16765,1) \cdot (2,67 \times 10^{-5})}{30,84}} \quad \rightarrow \quad L \leq 0,38 \text{ [m]}$$

4.3) Espaciamiento de Barrotos por Corte en el Entablado.

Esfuerzo a Corte Ajustado: $F'_v = K_F \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_v$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_v$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_v = 1176,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 1293,6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_v = \left(\frac{2,16}{\phi_v} \right) \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (1293,6) \quad \rightarrow \quad F'_v = 1341,2 \text{ [kN / m}^2\text{]}$$

Espaciamiento por Corte:

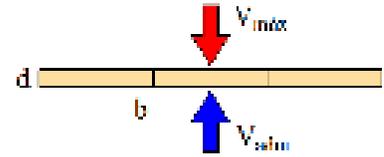
El cortante máximo, sobre el apoyo, en una viga continua es:

$$V_{\text{máx}} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot L$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{3}{5} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot F'_v \cdot (b \cdot d)$$

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{F'_v \cdot (b \cdot d)}{q} \right)$$



Donde:

- $q = q_{d(Ta)} = 30,84$ [kN/m]
- Para una Tabla 40x3 [cm]: $b = 0,40$ [m]
 $d = 0,02$ [m]

Reemplazando estos valores:

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{F'_v \cdot (b \cdot d)}{q_{d(Ta)}} \right) = \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{1341,2 \cdot (0,40 \cdot 0,02)}{30,84} \right) \quad \rightarrow \quad L \leq 0,39$$
 [m]

Antes de definir una separación final entre los Barrotes, se debe realizar un último análisis que vendría a ser el de la deflexión del Entablado.

4.4) Espaciamiento de Barrotes por Deflexión en el Entablado.

El análisis deberá realizarse de tal forma que se verifiquen las separaciones entre los Barrotes para los límites admisibles de deflexión en los Tableros.

Ahora, de todos los valores posibles, para “L”, teniendo presente las recomendaciones prácticas y las razones constructivas, tomamos aquellos valores que estén dentro del rango inferior de los rangos calculados por Flexión y Corte, en nuestro caso: $L \leq 0,38$ [m] (calculado por Flexión). Seguidamente realizamos la verificación de la deflexión.

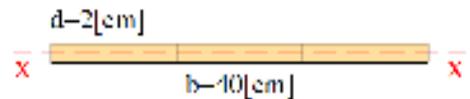
PARA $L=0,25$ [m]

La deflexión máxima en una viga continua es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I}$$

Donde:

- $q = q_{(Ta)} = 22,03$ [kN/m]
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000$ [kN/m²]
- Para una Tabla 40x2 [cm]: $I = I_x = 2,67 \times 10^{-7}$ [m⁴]



Reemplazando valores:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{(Ta)} \cdot L^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_x} = \frac{22,03 \cdot (0,25^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (2,67 \times 10^{-7})} \cdot 1000 \rightarrow \Delta_{\text{máx}} = 0,2 \text{ [mm]}$$

La deflexión máxima admisible del En tablado estará definida por:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L/360 \\ 1/16 [plg] \end{cases}$$

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} 250/360 = 0,7 \text{ [mm]} \\ 1/16 [plg] = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \rightarrow \Delta_{\text{adm}} \leq 0,7 \text{ [mm]}$$

Por tanto: $\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}}$
 $0,2 \leq 0,7 \text{ [mm]} \quad \checkmark$ SI se verifica la Deflexión

PARA L=0,35 [m]

Reemplazando valores para la deflexión máxima:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{(Ta)} \cdot L^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_x} = \frac{22,03 \cdot (0,35^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (2,67 \times 10^{-7})} \cdot 1000 \rightarrow \Delta_{\text{máx}} = 0,9 \text{ [mm]}$$

Ahora, reemplazando valores para la deflexión máxima admisible:

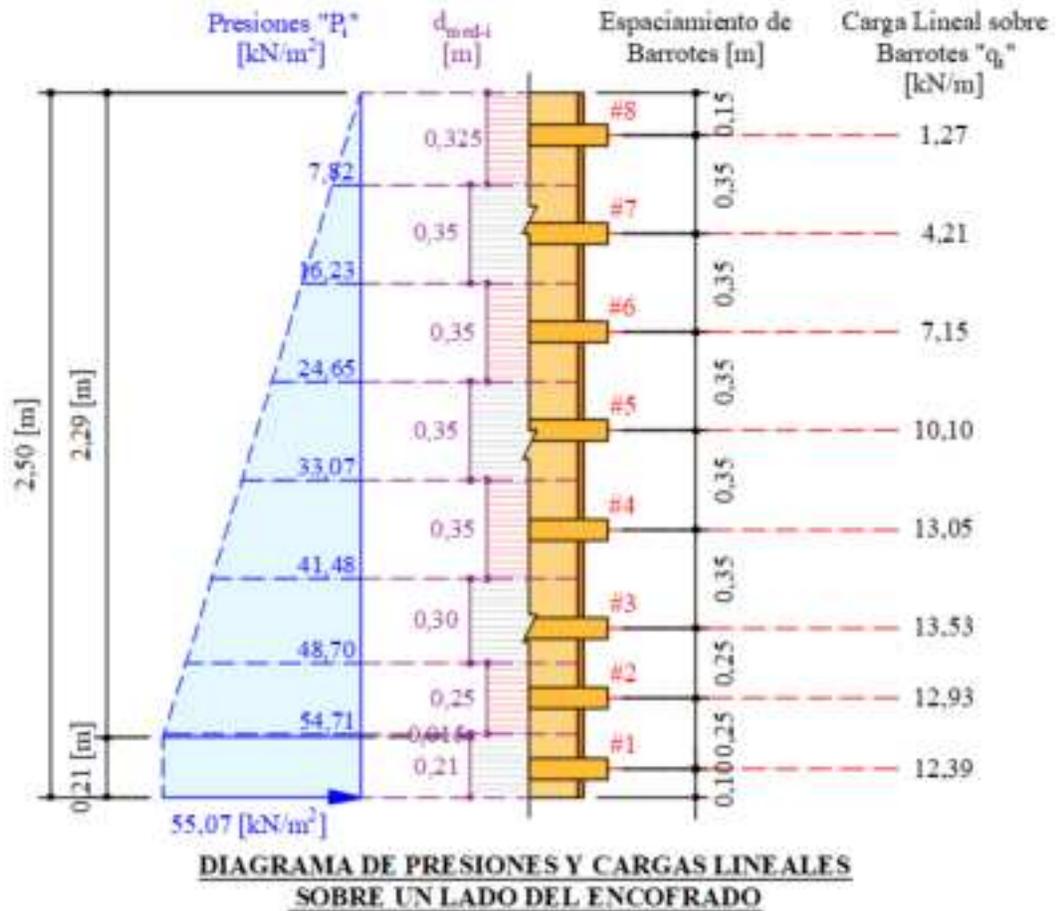
$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L/360 = 350/360 = 1,0 \text{ [mm]} \\ 1/16 [plg] = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \rightarrow \Delta_{\text{adm}} \leq 1,0 \text{ [mm]}$$

Por tanto: $\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}}$
 $0,9 \leq 1,0 \text{ [mm]} \quad \checkmark$ SI se verifica la Deflexión

4.5) Espaciamiento tentativo de todos los Barrotes.

De acuerdo a lo calculado, además teniendo presente las recomendaciones prácticas y las razones constructivas para la disposición de Barrotes en columnas, tentativamente podríamos adelantarnos con las posiciones, esto para ir ajustando e ir definiendo las posiciones finales y/o escuadrías, tanto de las Horquetas como de las Riostras Laterales, de tal manera que posteriormente solo se tenga que ir haciendo las verificaciones para cada posición.

Entonces, a continuación, se muestra la disposición preliminar de Barrotes, además de los Diagramas de Presiones “P_i”, su área de influencia y las Cargas Lineales “q_i” correspondiente a cada Barrote.



Carga Lineal actuante sobre cada Barrote:

$$q_{\#1} = 55,07 \cdot (0,21) + \left(\frac{55,07 + 54,71}{2} \right) \cdot 0,015 = 12,39 \text{ [kN/m]}$$

$$q_{\#2} = \left(\frac{54,71 + 48,70}{2} \right) \cdot 0,25 = 12,93 \text{ [kN/m]}$$

$$q_{\#3} = \left(\frac{48,70 + 41,48}{2} \right) \cdot 0,30 = 13,53 \text{ [kN/m]}$$

$$q_{\#4} = \left(\frac{41,48 + 33,07}{2} \right) \cdot 0,35 = 13,05 \text{ [kN/m]}$$

$$q_{\#5} = \left(\frac{33,07 + 24,65}{2} \right) \cdot 0,35 = 10,10 \text{ [kN/m]}$$

$$q_{\#6} = \left(\frac{24,65 + 16,23}{2} \right) \cdot 0,35 = 7,15 \text{ [kN/m]}$$

$$q_{\#7} = \left(\frac{16,23 + 7,82}{2} \right) \cdot 0,35 = 4,21 \text{ [kN/m]}$$

$$q_{\#8} = \left(\frac{7,82}{2} \right) \cdot 0,325 = 1,27 \text{ [kN/m]}$$

Puede apreciarse que, para la disposición planteada preliminarmente, la posición más solicitada vendría a ser la del **Barrote #3**, con **13,53 [kN/m]**, siendo este valor de carga con el que, a continuación, se diseñarán los Barrotes.

Carga de Diseño sobre los Barrotes:

La carga en servicio “ $q_{(Ba)}$ ” es:

$$q_{(Ba)} = q_{\#3}$$

$$q_{(Ba)} = 13,53 \text{ [kN/m]}$$

Y la carga de diseño “ $q_{d(Ba)}$ ” viene a ser:

$$q_{d(Ba)} = 1,4 \cdot q_{(Ba)} = 1,4 \cdot (13,53)$$

$$q_{d(Ba)} = 18,94 \text{ [kN/m]}$$

PASO 5. DISEÑO DE HORQUETAS (SOBRE EL LADO MAYOR).

En esta parte del diseño nos enfocaremos en, asumido una escuadría de Horqueta, verificar su resistencia a Flexión, Corte y Deformación, para la escuadría asumida y la carga máxima calculada en Barrotes.

5.1) Escuadría de la Horqueta.

Partiremos adoptando el uso de Horquetas de 4”x4” y con ello Riostras Laterales también de 4” de ancho.

5.2) Verificación de las Horquetas a Flexión.

Esfuerzo a Flexión Ajustado:

$$F'_b = K_F \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_m$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_b$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 16170,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_b = \left(\frac{2,16}{\phi_b} \right) \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (16170,0) \quad \rightarrow \quad F'_b = 16765,1 [\text{kN} / \text{m}^2]$$

Verificación a Flexión:

Para empezar el análisis por Flexión, podríamos asimilar a la Horqueta a una viga simplemente apoyada, sometida a una carga uniforme parcial.

El momento flector máximo en la viga es:

$$M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot a}{8} \cdot (2 \cdot L - a)$$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r$$

$$\frac{q \cdot a}{8} \cdot (2 \cdot L - a) \leq F'_b \cdot S$$

Donde:

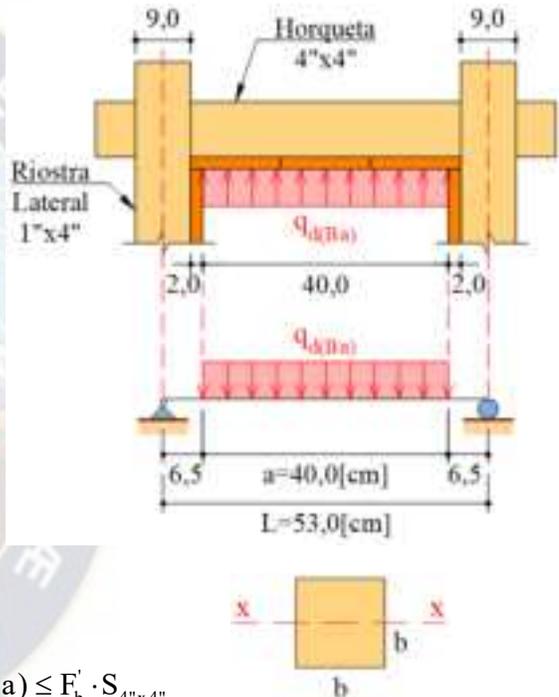
- $q = q_{d(Ba)} = 18,94 [\text{kN}/\text{m}]$
- Longitud de carga: $a = 0,40 [\text{m}]$
- Longitud de la viga: $L = 0,53 [\text{m}]$
- Módulo Resistente:
 $S = S_{4" \times 4"} = 1,215 \times 10^{-4} [\text{m}^3]$

Reemplazando valores:

$$\frac{q_{d(Ba)} \cdot a}{8} \cdot (2 \cdot L - a) \leq F'_b \cdot S_{4" \times 4"}$$

$$\frac{18,94 \cdot (0,40)}{8} \cdot (2 \cdot 0,53 - 0,40) \leq 16765,1 \cdot (1,215 \times 10^{-4})$$

$$0,63 \leq 2,04 [\text{kN-m}] \quad \checkmark \text{ SI se verifica a Flexión}$$



5.3) Verificación de las Horquetas a Corte.

Esfuerzo a Corte Ajustado:
$$F'_v = K_F \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_v$$

Donde:

- $K_F = 2,16 / \phi_v$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_v = 1176,0 [\text{kN}/\text{m}^2] + 10\% = 1293,6 [\text{kN}/\text{m}^2]$

Reemplazando estos valores:

$$F'_v = \left(\frac{2,16}{\phi_v} \right) \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (1293,6) \quad \rightarrow \quad F'_v = 1341,2 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

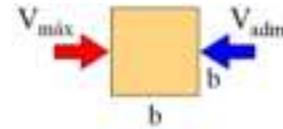
Verificación a Corte:

El cortante máximo en la viga viene a ser:

$$V_{\text{máx}} = \frac{q \cdot a}{2}$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot a}{2} \leq \frac{2}{3} \cdot F'_v \cdot b^2$$



Donde:

- $q = q_{d(Ba)} = 18,94 \text{ [kN/m]}$
- Longitud de carga: $a = 0,40 \text{ [m]}$
- Para una Horqueta 4"x4": $b = 4 \text{ [pulg]} = 0,09 \text{ [m]}$

Reemplazando valores:

$$\frac{q_{d(Ba)} \cdot a}{2} \leq \frac{2}{3} \cdot F'_v \cdot b^2$$

$$\frac{18,94 \cdot (0,40)}{2} \leq \frac{2}{3} \cdot (1341,2) \cdot (0,09)^2$$

$$3,79 \leq 7,24 \text{ [kN]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica a Corte}$$

5.4) Verificación de las Horquetas a Deflexión.

La deflexión máxima en la viga es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q \cdot a}{384 \cdot E \cdot I} \cdot (a^3 + 8 \cdot L^3 - 4 \cdot L \cdot a^2)$$

La deflexión máxima admisible de cada Horqueta viene a ser:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L / 360 \\ 1/16 \text{ [plg]} \end{cases}$$

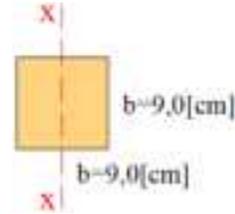
$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} 530 / 360 = 1,5 \text{ [mm]} \\ 1/16 \text{ [plg]} = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \quad \rightarrow \quad \Delta_{\text{adm}} \leq 1,5 \text{ [mm]}$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot a}{384 \cdot E \cdot I} \cdot (a^3 + 8 \cdot L^3 - 4 \cdot L \cdot a^2) \leq 1,5 \times 10^{-3}$$

Donde:

- $q = q_{(Ba)} = 13,53 \text{ [kN/m]}$
- Longitud de carga: $a = 0,40 \text{ [m]}$
- Longitud de la viga: $L = 0,53 \text{ [m]}$
- $E = E_{prom} = 9800000 \text{ [kN]}$
- Para una Horqueta 4"x4": $I = I_{4"x4"} = 5,468 \times 10^{-6} \text{ [m}^4\text{]}$



Reemplazando valores:

$$\frac{q_{(Ba)} \cdot a}{384 \cdot E_{prom} \cdot I_{4"x4"}} \cdot (a^3 + 8 \cdot L^3 - 4 \cdot L \cdot a^2) \cdot 1000 \leq (1,5 \times 10^{-3}) \cdot 1000$$

$$\frac{13,53 \cdot (0,40)}{384 \cdot (9800000) \cdot (5,468 \times 10^{-6})} \cdot [0,40^3 + 8 \cdot (0,53^3) - 4 \cdot (0,53) \cdot (0,40^2)] \cdot 1000 \leq 1,5$$

$$0,2 \leq 1,5 \text{ [mm]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica a Deflexión}$$

Habiéndose realizado las verificaciones respectivas, sobre el lado mayor de la columna, asumimos el uso de Horquetas de 4"x4".

PASO 6. DISEÑO DE RIOSTRAS LATERALES (SOBRE EL LADO MENOR).

Para este diseño, procederemos de la misma manera que en el diseño de Horquetas.

6.1) Escuadría de las Riostras Laterales.

Para acompañar a cada Horquetas de 4"x4", partiremos probando dos Riostras Laterales de 1"x4".

6.2) Verificación de las Riostras Laterales a Flexión.

Esfuerzo a Flexión Ajustado: $F'_b = K_F \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_m$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_b$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 16170,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_b = \left(\frac{2,16}{\phi_b} \right) \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (16170,0) \quad \rightarrow \quad F'_b = 16765,1 \text{ [kN / m}^2\text{]}$$

Verificación a Flexión:

Para el análisis por Flexión, podríamos asimilar a la Horqueta a una viga simplemente apoyada, sometida a una carga uniforme parcial.

El momento flector máximo en la viga es:

$$M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot a}{8} \cdot (2 \cdot L - a)$$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r$$

$$\frac{q \cdot a}{8} \cdot (2 \cdot L - a) \leq F'_b \cdot S$$

Donde:

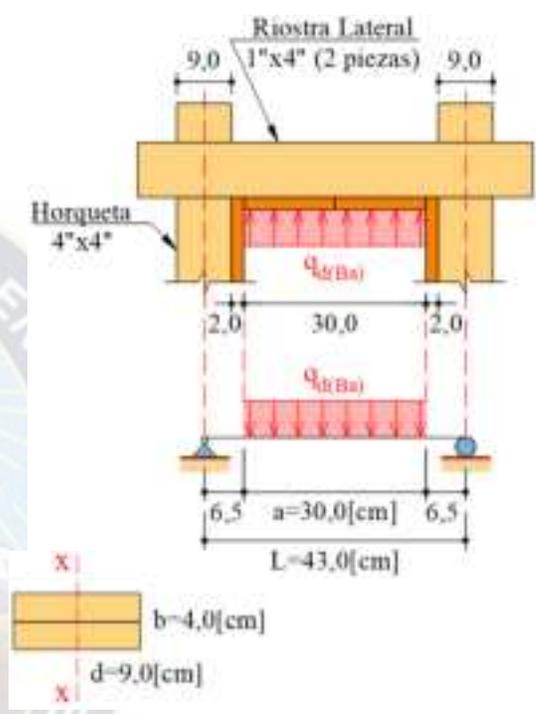
- $q = q_{d(Ba)} = 18,94 \text{ [kN/m]}$
- Longitud de carga: $a = 0,30 \text{ [m]}$
- Longitud de la viga: $L = 0,43 \text{ [m]}$
- Módulo resistente para dos piezas:
 $S = S_{2(1"x4")} = 5,40 \times 10^{-5} \text{ [m}^3\text{]}$

Reemplazando valores:

$$\frac{q_{d(Ba)} \cdot a}{8} \cdot (2 \cdot L - a) \leq F'_b \cdot S_{2(1"x4")}$$

$$\frac{18,94 \cdot (0,30)}{8} \cdot (2 \cdot 0,43 - 0,30) \leq 16765,1 \cdot (5,40 \times 10^{-5})$$

$$0,40 \leq 0,91 \text{ [kN-m]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica a Corte}$$



6.3) Verificación de las Riostras Laterales a Corte.

Esfuerzo a Corte Ajustado:
$$F'_v = K_F \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_v$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_v$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_v = 1176,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 1293,6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_v = \left(\frac{2,16}{\phi_v} \right) \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (1293,6) \quad \rightarrow \quad F'_v = 1341,2 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

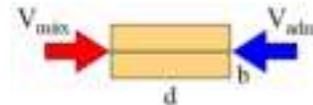
Verificación a Corte:

El cortante máximo en la viga viene a ser:

$$V_{\text{máx}} = \frac{q \cdot a}{2}$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot a}{2} \leq \frac{2}{3} \cdot F'_v \cdot (b \cdot d)$$



Donde:

- $q = q_{d(Ba)} = 18,94 \text{ [kN/m]}$
- Longitud de carga: $a = 0,30 \text{ [m]}$
- Para 2 Horquetas de 1"x4": $b = 2 \cdot (1 \text{ [pulg]}) = 0,04 \text{ [m]}$
- $d = 4 \text{ [pulg]} = 0,09 \text{ [m]}$

Reemplazando valores:

$$\frac{q_{d(Ba)} \cdot a}{2} \leq \frac{2}{3} \cdot F'_v \cdot (b \cdot d)$$

$$\frac{18,94 \cdot (0,30)}{2} \leq \frac{2}{3} \cdot (1341,2) \cdot (0,04 \cdot 0,09)$$

$$2,84 \leq 3,22 \text{ [kN]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica a Corte}$$

6.4) Verificación de las Riostras Laterales a Deflexión.

La deflexión máxima en la viga es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q \cdot a}{384 \cdot E \cdot I} \cdot (a^3 + 8 \cdot L^3 - 4 \cdot L \cdot a^2)$$

La deflexión máxima admisible de cada Horqueta viene a ser:

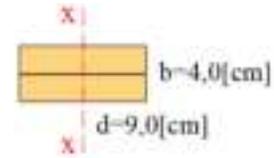
$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L/360 \\ 1/16 \text{ [plg]} \end{cases}$$

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} 430/360 = 1,2 \text{ [mm]} \\ 1/16 \text{ [plg]} = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \quad \rightarrow \quad \Delta_{\text{adm}} \leq 1,2 \text{ [mm]}$$

Ahora, debe de cumplirse que: $\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}}$

Donde:

- $q = q_{(Ba)} = 13,53 \text{ [kN/m]}$
- Longitud de carga: $a = 0,30 \text{ [m]}$
- Longitud de la viga: $L = 0,43 \text{ [m]}$
- $E = E_{prom} = 9800000 \text{ [kN]}$
- Para dos Horquetas de 1"x4": $I = I_{2(1"x4")} = 2,43 \times 10^{-6} \text{ [m}^4\text{]}$



Reemplazando valores:

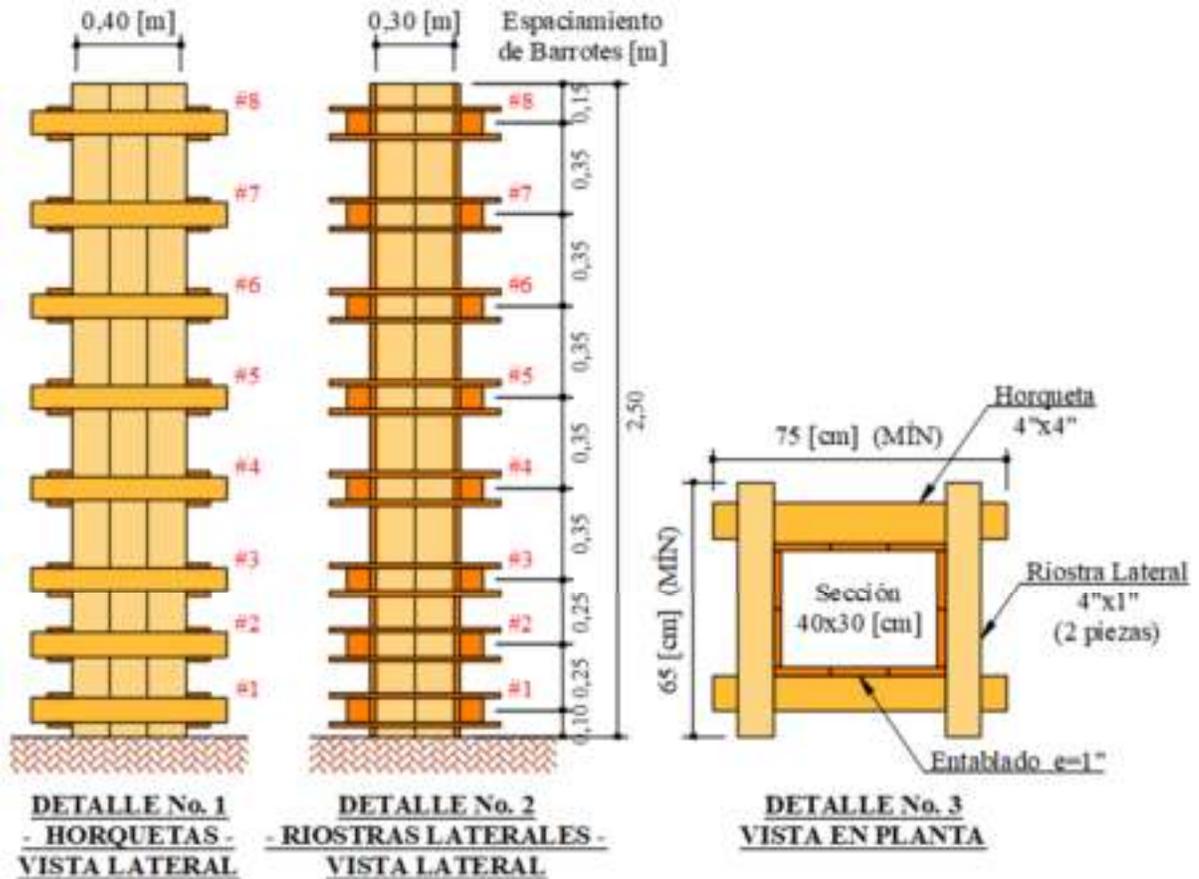
$$\frac{q_{(Ba)} \cdot a}{384 \cdot E_{prom} \cdot I_{2(1"x4")}} \cdot (a^3 + 8 \cdot L^3 - 4 \cdot L \cdot a^2) \cdot 1000 \leq (1,2 \times 10^{-3}) \cdot 1000$$

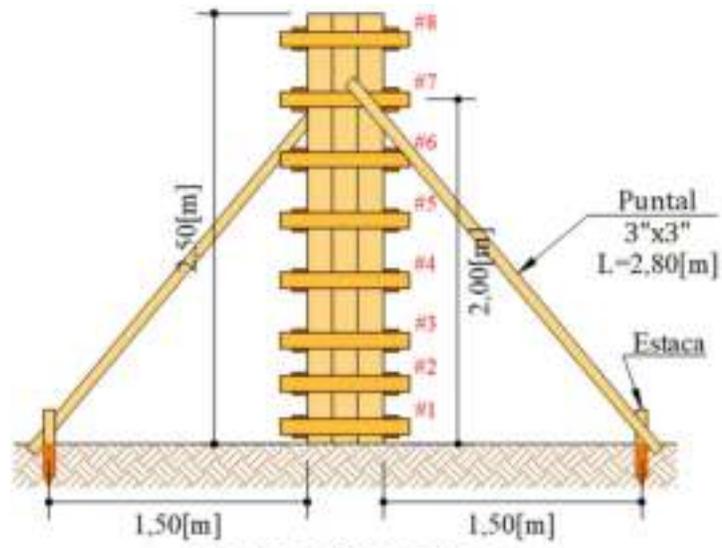
$$\frac{13,53 \cdot (0,30)}{384 \cdot (9800000) \cdot (2,43 \times 10^{-6})} \cdot [0,30^3 + 8 \cdot (0,43^3) - 4 \cdot (0,43) \cdot (0,30^2)] \cdot 1000 \leq 1,2$$

$$0,2 \leq 1,2 \text{ [mm]} \quad \checkmark \text{ SI se verifica a Deflexión}$$

Habiéndose realizado las verificaciones respectivas, sobre el lado menor de la columna, en definitiva, asumimos el uso de Riostras Laterales de 1"x4".

PASO 7. ESQUEMA FINAL DEL ENCOFRADO.



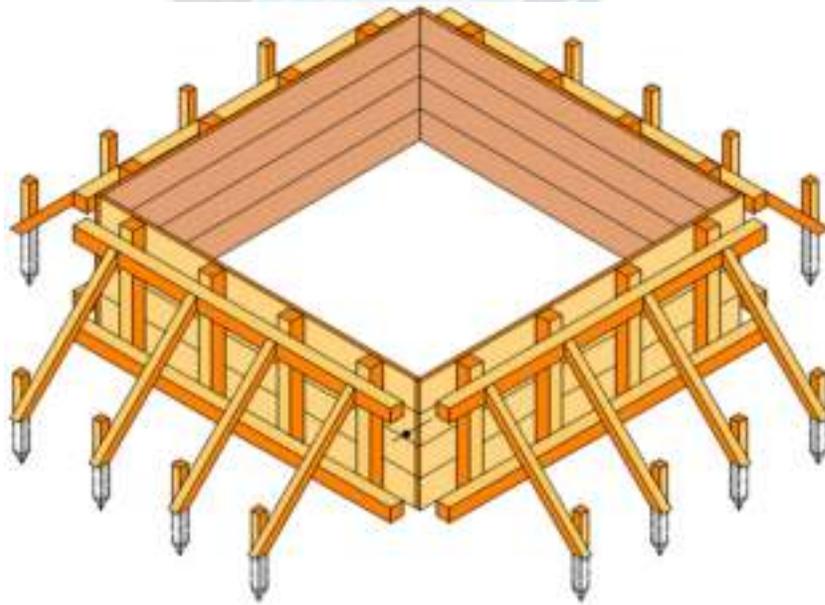
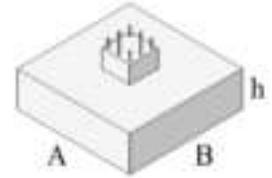


**ELEVACIÓN LATERAL
(LADO ANCHO DE LA COLUMNA)**



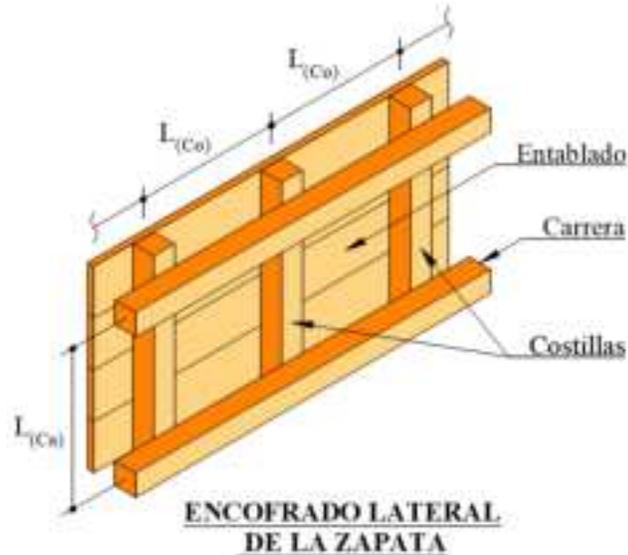
3.3.9. DISEÑO DE ENCOFRADO DE ZAPATA AISLADA SEGÚN LA “ASD”.

- Dimensiones de la zapata: $h = 0,50$ [m]
 $A = B = 1,60$ [m]
- Peso específico del Hormigón: $\gamma_H = 24$ [kN/m³]
- Cemento Tipo I (sin aditivos).
- Para maderas del GRUPO B: $f_m = 14700,0$ [kN/m²]
 $f_v = 1176,0$ [kN/m²]
 $E_{prom} = 9800000$ [kN/m²]
- El entablado se lo realizará con Tableros de 1”.
- Madera en condiciones secas, menores a 19% de contenido de humedad.
- Límite de deflexión para “L/270”.
- Temperatura ambiente media: $T = 15$ [°C].



PASO 1. ESQUEMA DEL ENCOFRADO.

El encofrado tipo a diseñar será el siguiente:



PASO 2. PRESIÓN DEL HORMIGÓN SOBRE EL MOLDAJE.

2.1) Presión del Hormigón sobre el Entablado.

La presión lateral “P_m” en todas las caras de la zapata está dada por:

$$P_m = \gamma_{H^o} \cdot h$$

$$P_m = 24 \cdot (0,50) \quad \rightarrow \quad P_m = 12,00 \text{ [kN / m}^2\text{]}$$

PASO 3. DISEÑO DEL ENTABLADO.

3.1) Escuadría del Entablado.

De acuerdo al enunciado, el entablado se lo realizará con tablas de 1”, por lo que podemos adoptar tablones de 1”x6”, adecuadamente sujetas a las Costillas.

PASO 4. DISEÑO DE COSTILLAS.

4.1) Carga de diseño sobre los Tableros.

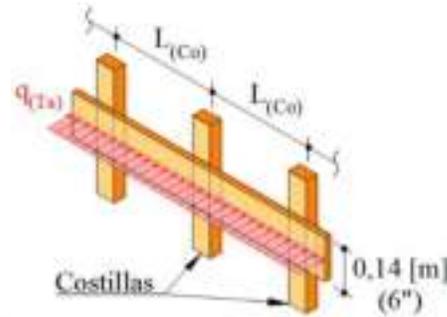
Para el presente análisis se puede considerar una amplia franja de un Tablero, con una escuadría de 1”x6”, la cual lleva una carga lateral uniformemente distribuida igual a “q_(Ta)” a lo largo de toda su longitud y que tiene a las Costillas como apoyos equidistantes entre sí, asimilando a una viga continua.

La carga “ $q_{(Ta)}$ ” viene a ser:

$$q_{(Ta)} = P_m \cdot ANCHO_{(6'')}$$

$$q_{(Ta)} = 12,00 \cdot (0,14)$$

$$q_{(Ta)} = 1,68 \text{ [kN/m]}$$



4.2) Espaciamiento de Costillas por Flexión en los Tableros.

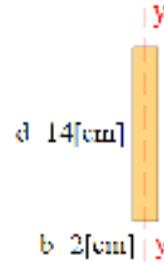
El momento flector máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es: $M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{10}$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L^2}{10} \leq f_m \cdot S \quad \rightarrow \quad L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot f_m \cdot S}{q}}$$

Donde:

- $q = q_{(Ta)} = 1,68 \text{ [kN/m]}$
- $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2] + 10\% = 16170,0 \text{ [kN/m}^2]$
- Para una Tabla 1"x6": $S = S_y = 9,3 \times 10^{-6} \text{ [m}^3]$



Reemplazando estos valores:

$$L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot f_m \cdot S_y}{q_{(Ta)}}} = \sqrt{\frac{10 \cdot (16170,0) \cdot (9,3 \times 10^{-6})}{1,68}} \quad \rightarrow \quad L \leq 0,95 \text{ [m]}$$

4.3) Espaciamiento de Costillas por Corte en los Tableros.

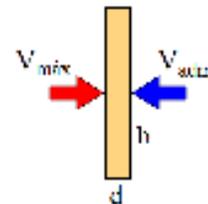
El cortante máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es:

$$V_{\text{máx}} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot L$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{3}{5} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot f_v \cdot (b \cdot d)$$

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{f_v \cdot (b \cdot d)}{q} \right)$$



Donde:

- $q = q_{(Ta)} = 1,68 \text{ [kN/m]}$
- $f_v = 1176,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 1293,6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- Para una Tabla 1”x6”: $b = 6 \text{ [pulg]} = 0,14 \text{ [m]}$
 $d = 1 \text{ [pulg]} = 0,02 \text{ [m]}$

Reemplazando estos valores:

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{f_v \cdot (b \cdot d)}{q_{(Ta)}} \right) = \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{1293,6 \cdot (0,14 \cdot 0,02)}{1,68} \right) \rightarrow L \leq 2,40 \text{ [m]}$$

Antes de definir una separación final entre las Costillas, se debe realizar un último análisis que vendría a ser el de la deflexión de los Tableros.

4.4) Espaciamiento de Costillas por Deflexión en los Tableros.

De todos los valores posibles, para “L”, teniendo presente las recomendaciones prácticas y las razones constructivas, tomamos aquellos valores que estén dentro del rango inferior de los rangos calculados por Flexión y Corte, en nuestro caso: $L \leq 0,95 \text{ [m]}$ (calculado por Flexión). Seguidamente realizamos la verificación de la deflexión.

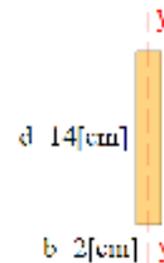
PARA $L=0,50 \text{ [m]}$

La deflexión máxima en una viga continua es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I}$$

Donde:

- $q = q_{(Ta)} = 1,68 \text{ [kN/m]}$
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- Para una Tabla 1”x6”: $I = I_y = 9,3 \times 10^{-8} \text{ [m}^4\text{]}$



Reemplazando valores:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{(Ta)} \cdot L_{(Ca)}^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_y} = \frac{1,68 \cdot (0,50^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (9,3 \times 10^{-8})} \cdot 1000$$

$$\Delta_{\text{máx}} = 0,8 \text{ [mm]}$$

La deflexión máxima admisible de los Tableros de 1”x6” estará definida por:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \frac{L}{270} = \frac{500}{270} \rightarrow \Delta_{\text{adm}} \leq 1,9 \text{ [mm]}$$

Por tanto: $\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}}$

$$0,8 \leq 1,9 \text{ [mm]} \quad \checkmark \text{ Se verifica la Deflexión}$$

Entonces, de acuerdo al análisis realizado por Flexión, Corte y Deflexión, podemos asumir: $L_{(Co)}=0,50 \text{ [m]}$ como la separación entre Costillas a lo largo de toda la zapata.

4.5) Carga de diseño sobre las Costillas.

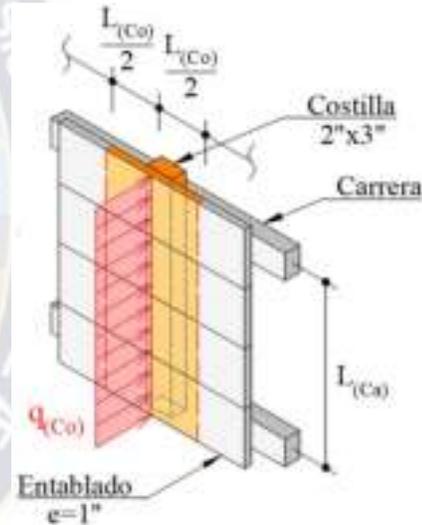
Para éste análisis, asumimos el modelo matemático de una viga simplemente apoyada, que en nuestro caso sería una Costilla, sobre la que actúa una carga uniformemente distribuida igual a “ $q_{(Co)}$ ” a lo largo de toda su longitud y que tiene a las Carreras como apoyos.

La carga “ $q_{(Co)}$ ” viene a ser:

$$q_{(Co)} = P_m \cdot \left(\frac{L_{(Co)}}{2} + \frac{L_{(Co)}}{2} \right)$$

$$q_{(Co)} = 12,00 \cdot \left(\frac{0,50}{2} + \frac{0,50}{2} \right)$$

$$q_{(Co)} = 6,00 \text{ [kN / m]}$$



4.6) Módulo de sección necesario de las Costillas calculadas por Flexión.

Se prevé colocar dos Carreras, una ubicada en la parte inferior y otra en la parte superior dentro los 50 [cm] de altura a cubrir, ahora, para nuestros cálculos obviamente deberíamos trabajar con distancias entre ejes, pero al no tener aun la escuadría de las Carreras asumimos $L_{(Ca)}=50,0 \text{ [cm]}$ (aproximadamente).

El momento flector máximo, para una viga simplemente apoyada, es: $M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{8}$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L^2}{8} \leq f_m \cdot S \quad \rightarrow \quad S \geq \frac{q \cdot L^2}{8 \cdot f_m}$$

Donde:

- $q = q_{(Co)} = 6,00$ [kN/m]
- $L = L_{(Ca)} = 0,50$ [m] (aproximadamente)
- $f_m = 14700,0$ [kN/m²]

Reemplazando estos valores obtenemos el “módulo de sección necesario”:

$$S_{nec} \geq \frac{q_{(Co)} \cdot L_{(Ca)}^2}{8 \cdot f_m} = \frac{6,00 \cdot (0,50)^2}{8 \cdot (14700,0)}$$

$$S_{nec} \geq 1,28 \times 10^{-5} \text{ [m}^3\text{]} = 12,8 \text{ [cm}^3\text{]}$$

4.7) Área transversal necesaria de las Costillas calculado por Corte.

El cortante máximo, para una viga simplemente apoyada, es:

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{q \cdot L}{2}$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{m\acute{a}x} \leq V_{adm} \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L}{2} \leq \frac{2}{3} \cdot f_v \cdot (b \cdot d) \quad \rightarrow \quad (b \cdot d) \geq \frac{3}{4} \cdot \left(\frac{q \cdot L}{f_v} \right)$$

Donde:

- $q = q_{(Co)} = 6,00$ [kN/m]
- $L = L_{(Ca)} = 0,50$ [m] (aproximadamente)
- $f_v = 1176,0$ [kN/m²]

Reemplazando estos valores obtenemos el “Área transversal necesaria”:

$$(b \cdot d)_{nec} \geq \frac{3}{4} \cdot \left(\frac{q_{(Co)} \cdot L_{(Ca)}}{f_v} \right) = \frac{3}{4} \cdot \left(\frac{6,00 \cdot 0,50}{1176,0} \right)$$

$$(b \cdot d)_{nec} \geq 1,91 \times 10^{-3} \text{ [m}^2\text{]} = 19,1 \text{ [cm}^2\text{]}$$

4.8) Momento de inercia necesario de las Costillas calculado por Deflexión.

La deflexión máxima, en una viga simplemente apoyada, es:

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Y la deflexión máxima admisible de las Costillas viene a ser:

$$\Delta_{adm} \leq \frac{L}{270}$$

Ahora, partimos del siguiente requerimiento:

$$\Delta_{m\acute{a}x} \leq \Delta_{adm} \quad \rightarrow \quad \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \leq \frac{L}{270} \quad \rightarrow \quad I \geq \frac{225}{64} \cdot \left(\frac{q \cdot L^3}{E} \right)$$

Donde:

- $q = q_{(Co)} = 6,00$ [kN/m]
- $L = L_{(Ca)} = 0,50$ [m] (aproximadamente)
- $E = E_{prom} = 9800000$ [kN/m²]

Reemplazando estos valores obtenemos el “Momento de inercia necesario”:

$$I_{nec} \geq \frac{225}{64} \cdot \left(\frac{q_{(Co)} \cdot L_{(Ca)}^3}{E_{prom}} \right) = \frac{225}{64} \cdot \left(\frac{6,00 \cdot 0,50^3}{9800000} \right)$$

$$I_{nec} \geq 2,69 \times 10^{-7} \text{ [m}^4\text{]} = 26,9 \text{ [cm}^4\text{]}$$

En resumen, las condiciones que debe cumplir la escuadría de cada Costilla son:

$$S_{nec} \geq 17,2 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$(b \cdot d)_{nec} \geq 25,8 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$I_{nec} \geq 26,9 \text{ [cm}^4\text{]}$$

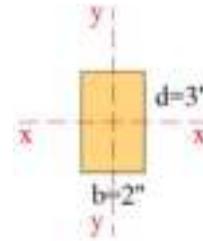
4.9) Escuadría de las Costillas.

De la tabla **Anexo 5**, se tiene que la escuadría adecuada es:

$$\boxed{1 \text{ piezas } 2'' \times 3'' \rightarrow A = 26,0 \text{ [cm}^2\text{]}}$$

$$I_y = 34,7 \text{ [cm}^4\text{]}$$

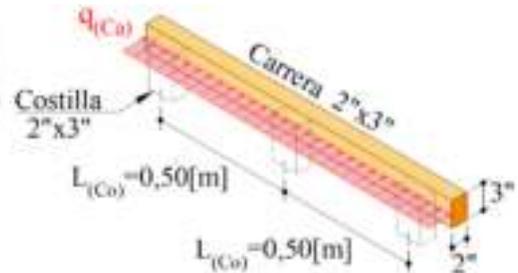
$$S_y = 17,3 \text{ [cm}^3\text{]}$$



PASO 5. DISEÑO DE CARRERAS.

5.1) Escuadría de las Carreras.

Teniendo presente las razones constructivas y prácticas, para las Carreras podríamos adoptar la misma escuadría que el de las Costillas, es decir, Carreras de 2''x3'', y posteriormente realizar las verificaciones respectivas.



5.2) Espaciamiento de las Carreras.

Como ya se había mencionado, se prevé colocar dos Carreras, una ubicada en la parte inferior y otra en la superior, dentro de los 50 [cm] de altura a cubrir, y al ya tener definidas las escuadrías de las Carreras, se tiene una separación entre ambas es: $L_{(Ca)} = 43,5$ [cm].

5.3) Carga uniformemente distribuida sobre las Carreras.

Ahora, para completar el diseño de las Carreras, solo resta verificar la escuadría y separación entre estos elementos estructurales, para ello partimos del análisis del Diagrama de Presiones sobre un lado del encofrado, esto para obtener la carga uniforme sobre cada Carrera.



Carga lineal actuante sobre cada Carrera:

$$q_{\#1} = \left(\frac{6,00 + 12,00}{2} \right) \cdot 0,25 = 2,25 \text{ [kN / m]}$$

$$q_{\#2} = \left(\frac{6,00}{2} \right) \cdot 0,25 = 0,75 \text{ [kN / m]}$$

Se aprecia que la Carga máxima se da en la Carrera #1 (inferior), con **2,25 [kN/m]**, siendo éste el valor de carga uniformemente distribuida con el que, a continuación, se verificarán ambas Carreras.

5.4) Verificación de Carreras a Flexión.

El momento flector máximo, en el apoyo de una viga continua, es:

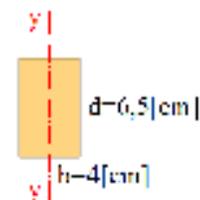
$$M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{10}$$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L^2}{10} \leq f_m \cdot S$$

Donde:

- $q = q_{(Ca)} = 2,25 \text{ [kN/m]}$
- $L = L_{(Co)} = 0,50 \text{ [m]}$
- $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- Para una Carrera 2"x3": $S = S_y = 1,73 \times 10^{-5} \text{ [m}^3\text{]}$



Reemplazando estos valores:

$$\frac{q_{(Ca)} \cdot L_{(Co)}^2}{10} \leq f_m \cdot S$$

$$\frac{2,25 \cdot (0,50^2)}{10} \leq 14700,0 \cdot (1,73 \times 10^{-5})$$

$$0,06 \leq 0,25 \text{ [kN-m]} \quad \checkmark \text{ Se verifica la resistencia a Flexión}$$

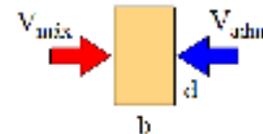
5.5) Verificación de Carreras a Corte.

El cortante máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es:

$$V_{\text{máx}} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot L$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{3}{5} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot f_v \cdot (b \cdot d)$$



Donde:

- $q = q_{(Ca)} = 2,25 \text{ [kN/m]}$
- $L = L_{(Co)} = 0,50 \text{ [m]}$
- $f_v = 1176,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- Para una Carrera 2"x3": $b = 3 \text{ [pulg]} = 0,065 \text{ [m]}$
 $d = 2 \text{ [pulg]} = 0,04 \text{ [m]}$

Reemplazando estos valores:

$$\frac{3}{5} \cdot q_{(Ca)} \cdot L_{(Co)} \leq \frac{2}{3} \cdot f_v \cdot (b \cdot d)$$

$$\frac{3}{5} \cdot (2,25) \cdot (0,50) \leq \frac{2}{3} \cdot (1176,0) \cdot (0,065 \cdot 0,04)$$

$$0,68 \leq 2,04 \text{ [kN]} \quad \checkmark \text{ Se verifica la resistencia a Corte}$$

5.6) Verificación de Carreras a Deflexión.

La deflexión máxima, en una viga simplemente apoyada, es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Y la deflexión máxima admisible de las Carreras viene a ser:

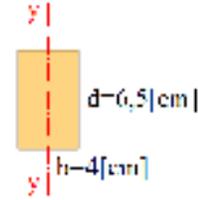
$$\Delta_{\text{adm}} \leq \frac{L}{270}$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \leq \frac{L}{270}$$

Donde:

- $q = q_{(Ca)} = 2,25 \text{ [kN/m]}$
- $L = L_{(Co)} = 0,50 \text{ [m]}$
- $E = E_{prom} = 9800000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- $I = I_y = 3,47 \times 10^{-7} \text{ [m}^4\text{]}$



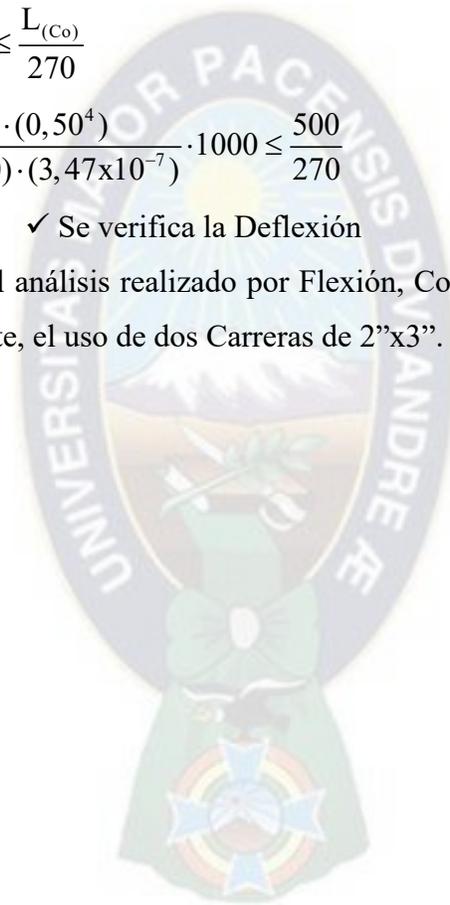
Reemplazando estos valores:

$$\frac{5 \cdot q_{(Co)} \cdot L_{(Co)}^4}{384 \cdot E_{prom} \cdot I_y} \leq \frac{L_{(Co)}}{270}$$

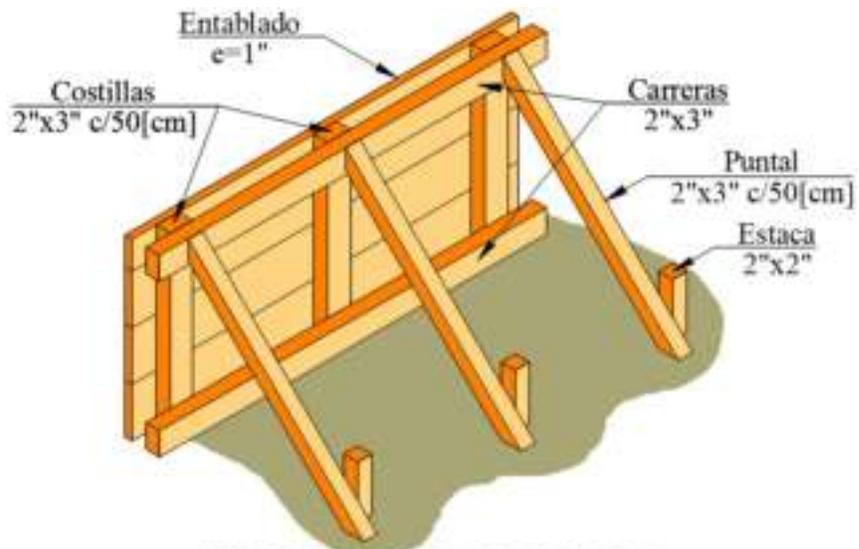
$$\frac{5 \cdot (2,25) \cdot (0,50^4)}{384 \cdot (9800000) \cdot (3,47 \times 10^{-7})} \cdot 1000 \leq \frac{500}{270}$$

$$0,5 \leq 1,9 \text{ [mm]} \quad \checkmark \text{ Se verifica la Deflexión}$$

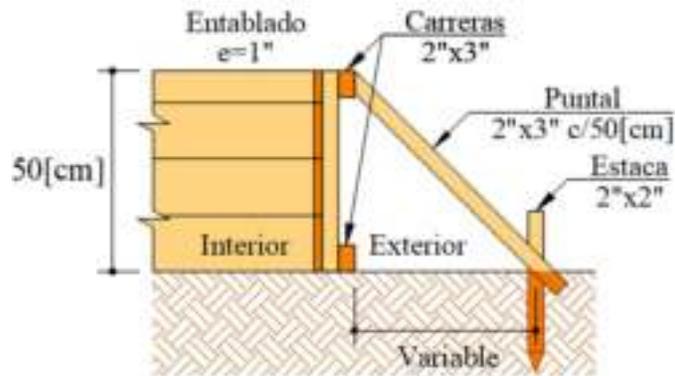
Entonces, de acuerdo al análisis realizado por Flexión, Corte y Deflexión, podemos asumir, sin ningún inconveniente, el uso de dos Carreras de 2”x3”.



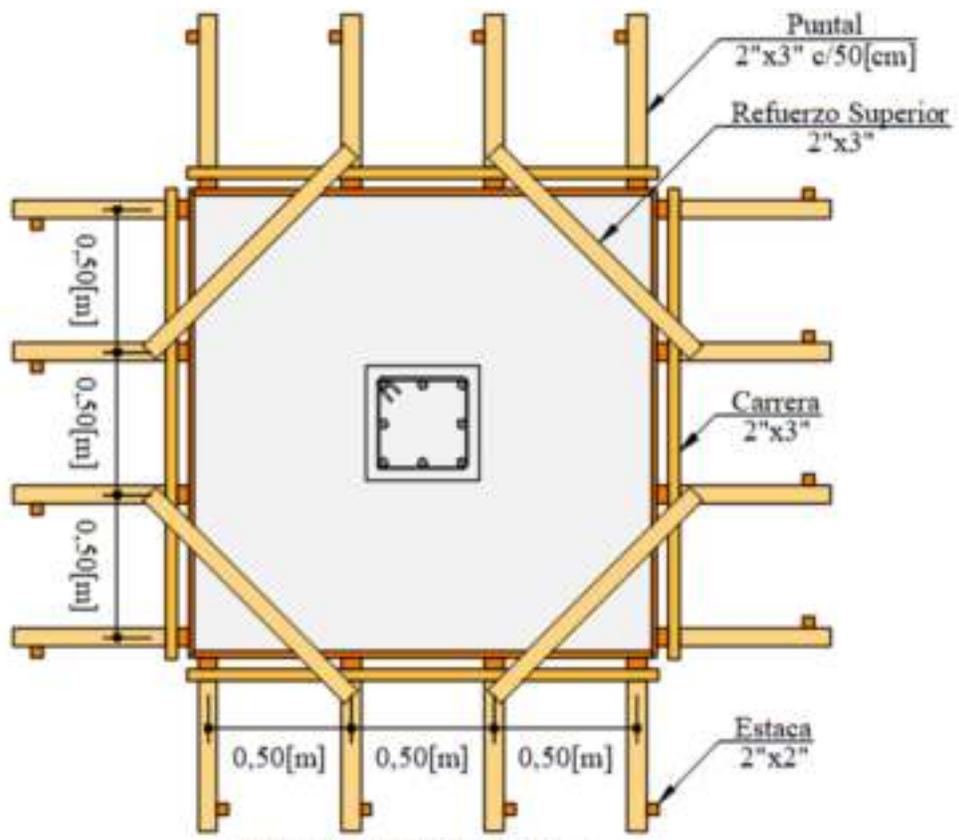
PASO 6. ESQUEMA FINAL DEL ENCOFRADO.



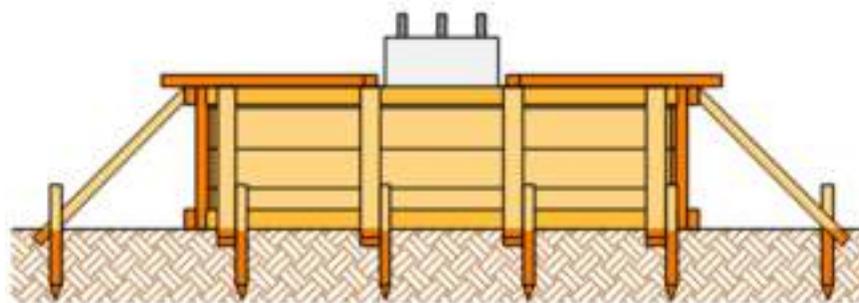
**ENCOFRADO PARA LAS CARAS
LATERALES DE LA ZAPATA**



**DETALLE 1
APUNTALAMIENTO LATERAL
DEL ENCOFRADO**



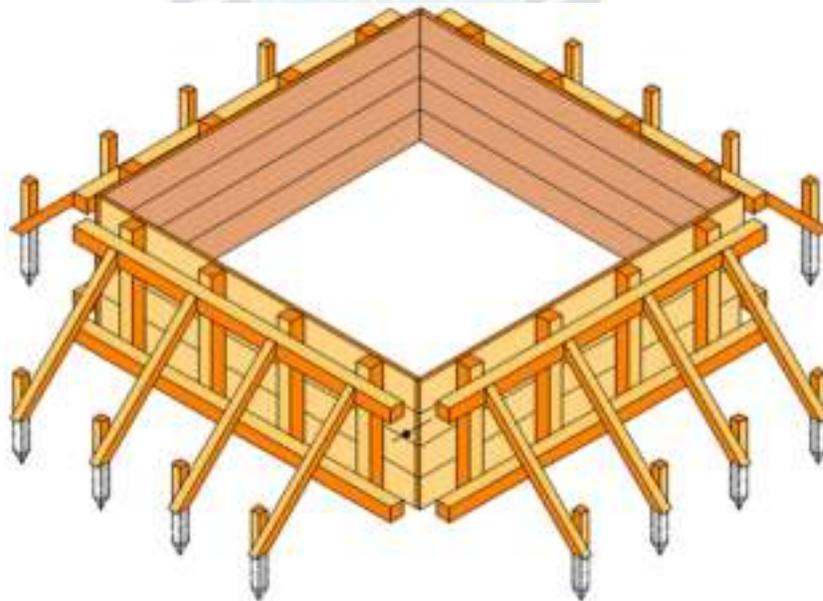
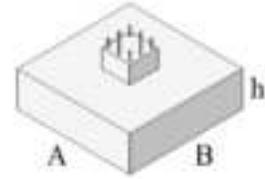
**ENCOFRADO DE ZAPATA
VISTA EN PLANTA**



**ENCOFRADO DE ZAPATA
VISTA LATERAL**

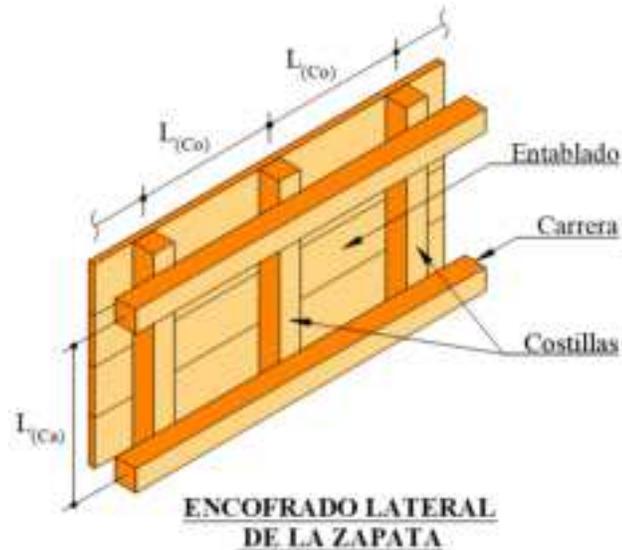
3.3.10. DISEÑO DE ENCOFRADO DE ZAPATA AISLADA SEGÚN LA “LRFD”.

- Dimensiones de la zapata: $h = 0,50$ [m]
 $A = B = 1,60$ [m]
- Peso específico del Hormigón: $\gamma_{H^{\circ}} = 24$ [kN/m³]
- Cemento Tipo I (sin aditivos).
- Para maderas del GRUPO B:
 $f_m = 14700,0$ [kN/m²]
 $f_v = 1176,0$ [kN/m²]
 $E_{prom} = 9800000$ [kN/m²]
- El entablado se lo realizará con Tableros de 1”.
- Madera en condiciones secas, menores a 19% de contenido de humedad.
- Límite de deflexión para “L/270”.
- Temperatura ambiente media: $T = 15$ [°C].



PASO 1. ESQUEMA DEL ENCOFRADO.

El encofrado tipo a diseñar será el siguiente:

**PASO 2. PRESIÓN DEL HORMIGÓN SOBRE EL MOLDAJE.****2.1) Presión del Hormigón sobre el Entablado.**

La presión lateral “P_m” en todas las caras de la zapata está dada por:

$$P_m = \gamma_{H^o} \cdot h$$

$$P_m = 24 \cdot (0,50) \quad \rightarrow \quad P_m = 12,00 \text{ [kN / m}^2\text{]}$$

PASO 3. DISEÑO DEL ENTABLADO.**3.1) Escuadría del Entablado.**

De acuerdo al enunciado, el entablado se lo realizará con tablas de 1”, por lo que podemos adoptar tablones de 1”x6”, adecuadamente sujetas a las Costillas.

PASO 4. DISEÑO DE COSTILLAS.**4.1) Carga de diseño sobre los Tableros.**

Para el presente análisis se puede considerar una amplia franja de un Tablero, con una escuadría de 1”x6”, la cual lleva una carga lateral uniformemente distribuida igual a “q_{d(Ta)}” a lo largo de toda su longitud y que tiene a las Costillas como apoyos equidistantes entre sí, asimilando a una viga continua.

La carga de servicio “ $q_{(Ta)}$ ” viene a ser:

$$q_{(Ta)} = P_m \cdot ANCHO(6'')$$

$$q_{(Ta)} = 12,00 \cdot (0,14)$$

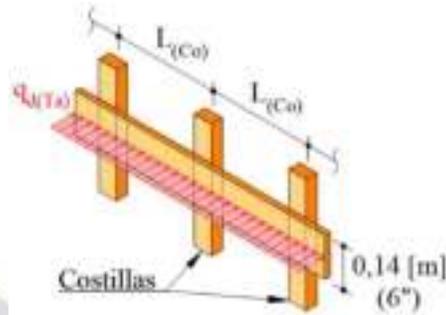
$$q_{(Ta)} = 1,68 \text{ [kN/m]}$$

Y la carga de diseño “ $q_{d(Ta)}$ ” viene a ser:

$$q_{d(Ta)} = 1,4 \cdot q_{(Ta)}$$

$$q_{d(Ta)} = 1,4 \cdot (1,68)$$

$$q_{d(Ta)} = 2,35 \text{ [kN/m]}$$



4.2) Espaciamiento de Costillas por Flexión en los Tableros.

Esfuerzo a Flexión Ajustado:
$$F'_b = K_F \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_m$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_b$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 16170,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_b = \left(\frac{2,16}{\phi_b} \right) \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (16170,0) \rightarrow F'_b = 16765,1 \text{ [kN / m}^2\text{]}$$

Espaciamiento por Flexión.

El momento flector máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es:
$$M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{10}$$

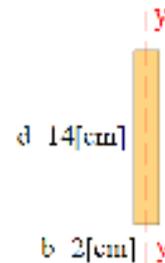
Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \rightarrow \frac{q \cdot L^2}{10} \leq F'_b \cdot S$$

$$L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot F'_b \cdot S}{q}}$$

Donde:

- $q = q_{d(Ta)} = 2,35 \text{ [kN/m]}$
- Para una Tabla 1"x6": $S = S_y = 9,3 \times 10^{-6} \text{ [m}^3\text{]}$



Reemplazando estos valores:

$$L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot F'_b \cdot S_y}{q_{d(Ta)}}} = \sqrt{\frac{10 \cdot (16765,1) \cdot 0 \cdot (9,3 \times 10^{-6})}{2,35}} \rightarrow L \leq 0,81 \text{ [m]}$$

4.3) Espaciamiento de Costillas por Corte en los Tableros.

Esfuerzo a Corte Ajustado:
$$F'_v = K_F \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_v$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_v$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_v = 1176,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 1293,6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_v = \left(\frac{2,16}{\phi_v} \right) \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (1293,6) \rightarrow F'_v = 1341,2 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Espaciamiento por Corte.

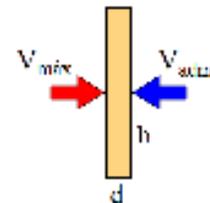
El cortante máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es:

$$V_{\text{máx}} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot L$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \rightarrow \frac{3}{5} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot F'_v \cdot (b \cdot d)$$

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{F'_v \cdot (b \cdot d)}{q} \right)$$



Donde:

- $q = q_{d(Ta)} = 2,35 \text{ [kN/m]}$
- Para una Tabla 1”x6”: $b = 6 \text{ [pulg]} = 0,14 \text{ [m]}$
 $d = 1 \text{ [pulg]} = 0,02 \text{ [m]}$

Reemplazando estos valores:

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{F'_v \cdot (b \cdot d)}{q_{d(Ta)}} \right) = \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{1341,2 \cdot (0,14 \cdot 0,02)}{2,35} \right) \rightarrow L \leq 1,78 \text{ [m]}$$

Antes de definir una separación final entre las Costillas, se debe realizar un último análisis que vendría a ser el de la deflexión de los Tableros.

4.4) Espaciamiento de Costillas por Deflexión en los Tableros.

De todos los valores posibles, para “L”, teniendo presente las recomendaciones prácticas y las razones constructivas, tomamos aquellos valores que estén dentro del rango inferior de los rangos calculados por Flexión y Corte, en nuestro caso: $L \leq 0,81$ [m] (calculado por Flexión). Seguidamente realizamos la verificación de la deflexión.

PARA $L=0,50$ [m]

La deflexión máxima en una viga continua es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I}$$

Donde:

- $q = q_{(Ta)} = 1,68$ [kN/m] (en servicio)
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000$ [kN/m²]
- Para una Tabla 1”x6”: $I = I_y = 9,3 \times 10^{-8}$ [m⁴]

Reemplazando valores:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{(Ta)} \cdot L_{(Ca)}^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_y} = \frac{1,68 \cdot (0,50^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (9,3 \times 10^{-8})} \cdot 1000$$

$$\Delta_{\text{máx}} = 0,8 \text{ [mm]}$$

La deflexión máxima admisible de los Tableros de 1”x6” estará definida por:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \frac{L}{270} = \frac{500}{270} \rightarrow \Delta_{\text{adm}} \leq 1,9 \text{ [mm]}$$

Por tanto:

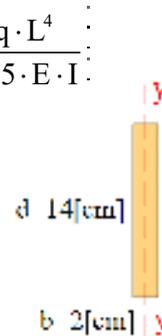
$$\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}}$$

$$0,8 \leq 1,9 \text{ [mm]} \quad \checkmark \text{ Se verifica la Deflexión}$$

Entonces, de acuerdo al análisis realizado por Flexión, Corte y Deflexión, podemos asumir: $L_{(Co)}=0,50$ [m] como la separación entre Costillas a lo largo de todo el muro.

4.5) Carga de diseño sobre las Costillas.

Para éste análisis, asumimos el modelo matemático de una viga simplemente apoyada, que en nuestro caso sería una Costilla, sobre la que actúa una carga uniformemente distribuida igual a “ $q_{(Co)}$ ” a lo largo de toda su longitud y que tiene a las Carreras como apoyos.



La carga de servicio “ $q_{(Co)}$ ” viene a ser:

$$q_{(Co)} = P_m \cdot \left(\frac{L_{(Co)}}{2} + \frac{L_{(Co)}}{2} \right)$$

$$q_{(Co)} = 12,00 \cdot \left(\frac{0,50}{2} + \frac{0,50}{2} \right)$$

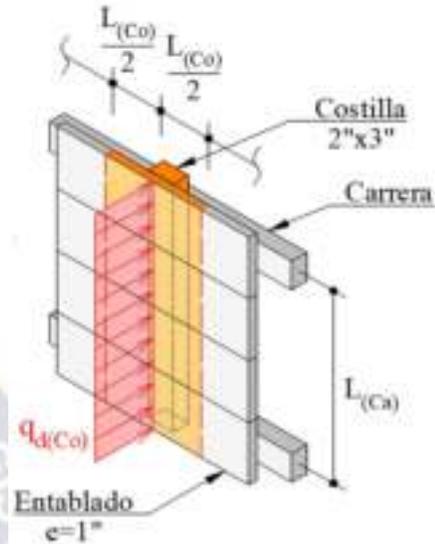
$$q_{(Co)} = 6,00 \text{ [kN / m]}$$

Y la carga de diseño “ $q_{d(Co)}$ ” viene a ser:

$$q_{d(Co)} = 1,4 \cdot q_{(Co)}$$

$$q_{d(Co)} = 1,4 \cdot (6,00)$$

$$q_{d(Co)} = 8,40 \text{ [kN / m]}$$



4.6) Módulo de sección necesario de las Costillas calculadas por Flexión.

Esfuerzo a Flexión Ajustado:
$$F'_b = K_F \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_m$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_b$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_b = \left(\frac{2,16}{\phi_b} \right) \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (14700,0) \rightarrow F'_b = 15241,0 \text{ [kN / m}^2\text{]}$$

Módulo de Sección Necesario.

Se prevé colocar dos Carreras, una ubicada en la parte inferior y otra en la parte superior dentro los 50 [cm] de altura a cubrir, ahora, para nuestros cálculos obviamente deberíamos trabajar con distancias entre ejes, pero al no tener aun la escuadría de las Carreras asumimos $L_{(Ca)}=50,0$ [cm] (aproximadamente).

El momento flector máximo, para una viga simplemente apoyada, es:
$$M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{8}$$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L^2}{8} \leq F'_b \cdot S \quad \rightarrow \quad S \geq \frac{q \cdot L^2}{8 \cdot F'_b}$$

Donde:

- $q = q_{d(Co)} = 8,40$ [kN/m]
- $L = L_{(Ca)} = 0,50$ [m] (aproximadamente)

Reemplazando estos valores obtenemos el “módulo de sección necesario”:

$$S_{\text{nec}} \geq \frac{q_{d(Co)} \cdot L_{(Ca)}^2}{8 \cdot F'_b} = \frac{8,40 \cdot (0,50)^2}{8 \cdot (15241,0)}$$

$$S_{\text{nec}} \geq 1,72 \times 10^{-5} \text{ [m}^3\text{]} = 17,2 \text{ [cm}^3\text{]}$$

4.7) Área transversal necesaria de las Costillas calculado por Corte.

Esfuerzo a Corte Ajustado:
$$F'_v = K_F \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_v$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_v$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_v = 1176,0$ [kN/m²]

Reemplazando estos valores:

$$F'_v = \left(\frac{2,16}{\phi_v} \right) \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (1176,0) \quad \rightarrow \quad F'_v = 1219,3 \text{ [kN / m}^2\text{]}$$

Área Transversal Necesaria.

El cortante máximo, para una viga simplemente apoyada, es:

$$V_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L}{2}$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L}{2} \leq \frac{2}{3} \cdot F'_v \cdot (b \cdot d) \quad \rightarrow \quad (b \cdot d) \geq \frac{3}{4} \cdot \left(\frac{q \cdot L}{F'_v} \right)$$

Donde:

- $q = q_{d(Co)} = 8,40$ [kN/m]
- $L = L_{(Ca)} = 0,50$ [m] (aproximadamente)

Reemplazando estos valores obtenemos el “Área transversal necesaria”:

$$(b \cdot d)_{nec} \geq \frac{3}{4} \cdot \left(\frac{q_{d(Co)} \cdot L_{(Ca)}}{F'_v} \right) = \frac{3}{4} \cdot \left(\frac{8,40 \cdot 0,50}{1219,3} \right)$$

$$(b \cdot d)_{nec} \geq 2,58 \times 10^{-3} \text{ [m}^2\text{]} = 25,8 \text{ [cm}^2\text{]}$$

4.8) Momento de inercia necesario de las Costillas calculado por Deflexión.

La deflexión máxima, en una viga simplemente apoyada, es: $\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$

Y la deflexión máxima admisible de las Costillas viene a ser: $\Delta_{adm} \leq \frac{L}{270}$

Ahora, partimos del siguiente requerimiento:

$$\Delta_{m\acute{a}x} \leq \Delta_{adm} \quad \rightarrow \quad \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \leq \frac{L}{270} \quad \rightarrow \quad I \geq \frac{225}{64} \cdot \left(\frac{q \cdot L^3}{E} \right)$$

Donde:

- $q = q_{(Co)} = 6,00 \text{ [kN/m]}$
- $L = L_{(Ca)} = 0,50 \text{ [m]}$ (aproximadamente)
- $E = E_{prom} = 9800000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores obtenemos el “Momento de inercia necesario”:

$$I_{nec} \geq \frac{225}{64} \cdot \left(\frac{q_{(Co)} \cdot L_{(Ca)}^3}{E_{prom}} \right) = \frac{225}{64} \cdot \left(\frac{6,00 \cdot 0,50^3}{9800000} \right)$$

$$I_{nec} \geq 2,69 \times 10^{-7} \text{ [m}^4\text{]} = 26,9 \text{ [cm}^4\text{]}$$

En resumen, las condiciones que debe cumplir la escuadría de cada Costilla son:

$$S_{nec} \geq 17,2 \text{ [cm}^3\text{]}$$

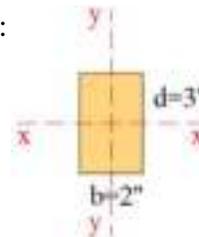
$$(b \cdot d)_{nec} \geq 25,8 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$I_{nec} \geq 26,9 \text{ [cm}^4\text{]}$$

4.9) Escuadría de las Costillas.

De la tabla **Anexo 5**, se tiene que, la escuadría adecuada es:

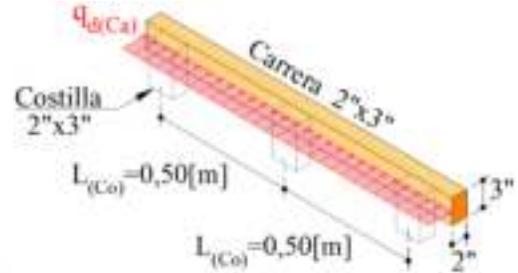
1 piezas 2"x3" \rightarrow $A = 26,0 \text{ [cm}^2\text{]}$
 $I_y = 34,7 \text{ [cm}^4\text{]}$
 $S_y = 17,3 \text{ [cm}^3\text{]}$



PASO 5. DISEÑO DE CARRERAS.

5.1) Escudría de las Carreras.

Teniendo presente las razones constructivas y prácticas, para las Carreras podríamos adoptar la misma escudría que el de las Costillas, es decir, Carreras de 2”x3”, y posteriormente realizar las verificaciones respectivas.



5.2) Espaciamiento de las Carreras.

Como ya se había mencionado, se prevé colocar dos Carreras, una ubicada en la parte inferior y otra en la parte superior, dentro de los 50 [cm] de altura a cubrir, y al ya tener definidas las escudrías de las Carreras, se tiene que la separación entre ambas es $L_{(Ca)}=43,5$ [cm].

5.3) Carga uniformemente distribuida sobre las Carreras.

Ahora, para completar el diseño de las Carreras, solo resta verificar la escudría y separación entre estos elementos estructurales, para ello partimos del análisis del Diagrama de Presiones sobre un lado del encofrado, esto para obtener la carga uniforme sobre cada Carrera.



Carga lineal actuante sobre cada Carrera:

$$q_{\#1} = \left(\frac{6,00 + 12,00}{2} \right) \cdot 0,25 = 2,25 \text{ [kN / m]}$$

$$q_{\#2} = \left(\frac{6,00}{2} \right) \cdot 0,25 = 0,75 \text{ [kN / m]}$$

Se aprecia que la Carga máxima se da en la Carrera #1 (inferior), con **2,25 [kN/m]**, siendo éste el valor de carga uniformemente distribuida con el que, a continuación, se verificarán ambas Carreras.

Carga de Diseño sobre las Carreras:

La carga en servicio “ $q_{(Ca)}$ ” es:

$$q_{(Ca)} = 2,25 \text{ [kN/m]}$$

Y la carga de diseño “ $q_{d(Ca)}$ ” viene a ser:

$$q_{d(Ca)} = 1,4 \cdot q_{(Ca)} = 1,4 \cdot (2,25)$$

$$q_{d(Ca)} = 3,15 \text{ [kN/m]}$$

5.4) Verificación de Carreras a Flexión.

Esfuerzo a Flexión Ajustado:

$$F'_b = K_F \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_m$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_b$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_b = \left(\frac{2,16}{\phi_b} \right) \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (14700,0) \rightarrow F'_b = 15241,0 \text{ [kN / m}^2\text{]}$$

Verificación a Flexión.

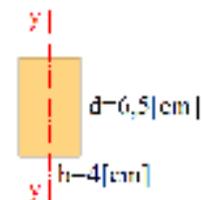
El momento flector máximo, en el apoyo de una viga continua, es: $M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{10}$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \rightarrow \frac{q \cdot L^2}{10} \leq f_m \cdot S$$

Donde:

- $q = q_{d(Ca)} = 3,15 \text{ [kN/m]}$
- $L = L_{(Co)} = 0,50 \text{ [m]}$
- Para una Carrera 2"x3": $S = S_y = 1,73 \times 10^{-5} \text{ [m}^3\text{]}$



Reemplazando estos valores:

$$\frac{q_{d(Ca)} \cdot L_{(Co)}^2}{10} \leq F'_b \cdot S$$

$$\frac{3,15 \cdot (0,50^2)}{10} \leq 15241,0 \cdot (1,73 \times 10^{-5})$$

$$0,08 \leq 0,26 \text{ [kN-m]} \quad \checkmark \text{ Se verifica la resistencia a Flexión}$$

5.5) Verificación de Carreras a Corte.

Esfuerzo a Corte Ajustado: $F'_v = K_F \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_v$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_v$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_v = 1176,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_v = \left(\frac{2,16}{\phi_v} \right) \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (1176,0) \quad \rightarrow \quad F'_v = 1219,3 \text{ [kN / m}^2\text{]}$$

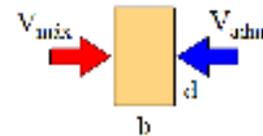
Verificación a Corte.

El cortante máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es:

$$V_{\text{máx}} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot L$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{3}{5} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot F'_v \cdot (b \cdot d)$$



Donde:

- $q = q_{d(Ca)} = 3,15 \text{ [kN/m]}$
- $L = L_{(Co)} = 0,50 \text{ [m]}$
- Para una Carrera 2"x3": $b = 3 \text{ [pulg]} = 0,065 \text{ [m]}$
 $d = 2 \text{ [pulg]} = 0,04 \text{ [m]}$

Reemplazando estos valores:

$$\frac{3}{5} \cdot q_{d(Ca)} \cdot L_{(Co)} \leq \frac{2}{3} \cdot F'_v \cdot (b \cdot d)$$

$$\frac{3}{5} \cdot (3,15) \cdot (0,50) \leq \frac{2}{3} \cdot (1219,3) \cdot (0,065 \cdot 0,04)$$

$$0,94 \leq 2,11 \text{ [kN]} \quad \checkmark \text{ Se verifica la resistencia a Corte}$$

5.6) Verificación de Carreras a Deflexión.

La deflexión máxima, en una viga simplemente apoyada, es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Y la deflexión máxima admisible de las Carreras viene a ser:

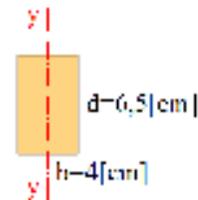
$$\Delta_{\text{adm}} \leq \frac{L}{270}$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \leq \frac{L}{270}$$

Donde:

- $q = q_{(Ca)} = 2,25 \text{ [kN/m]}$ (en servicio)
- $L = L_{(Co)} = 0,50 \text{ [m]}$
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- $I = I_y = 3,47 \times 10^{-7} \text{ [m}^4\text{]}$



Reemplazando estos valores:

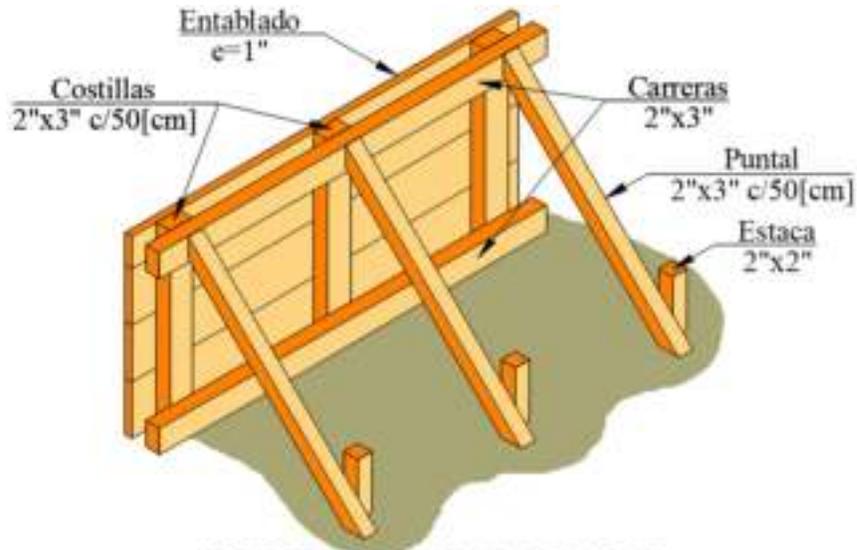
$$\frac{5 \cdot q_{(Co)} \cdot L_{(Co)}^4}{384 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_y} \leq \frac{L_{(Co)}}{270}$$

$$\frac{5 \cdot (2,25) \cdot (0,50^4)}{384 \cdot (9800000) \cdot (3,47 \times 10^{-7})} \cdot 1000 \leq \frac{500}{270}$$

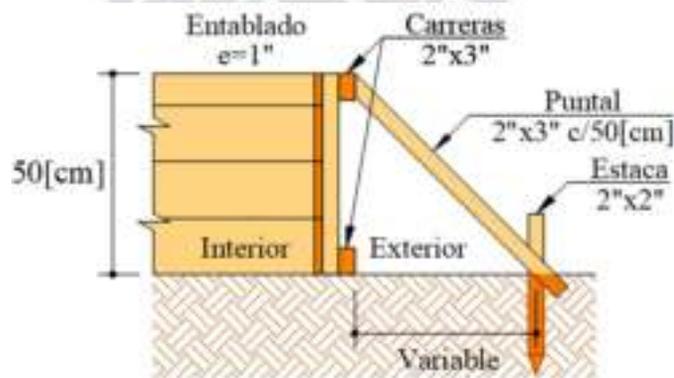
$$0,5 \leq 1,9 \text{ [mm]} \quad \checkmark \text{ Se verifica la Deflexión}$$

Entonces, de acuerdo al análisis realizado por Flexión, Corte y Deflexión, podemos asumir, sin ningún inconveniente, el uso de dos Carreras de 2”x3”.

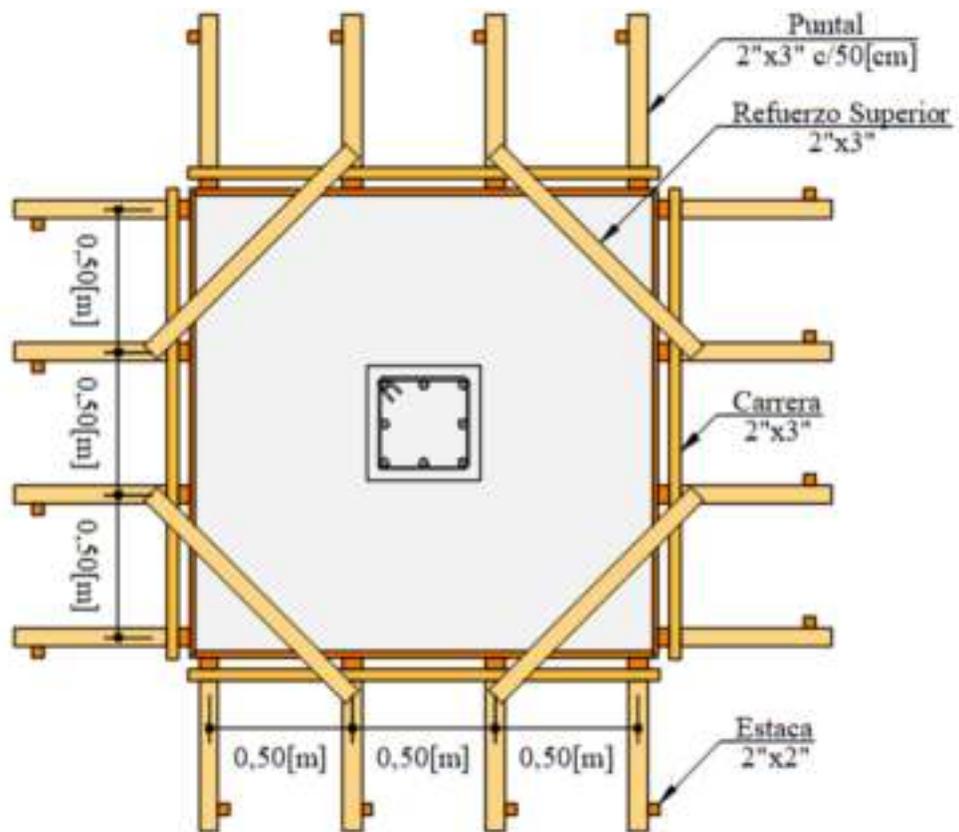
PASO 6. ESQUEMA FINAL DEL ENCOFRADO.



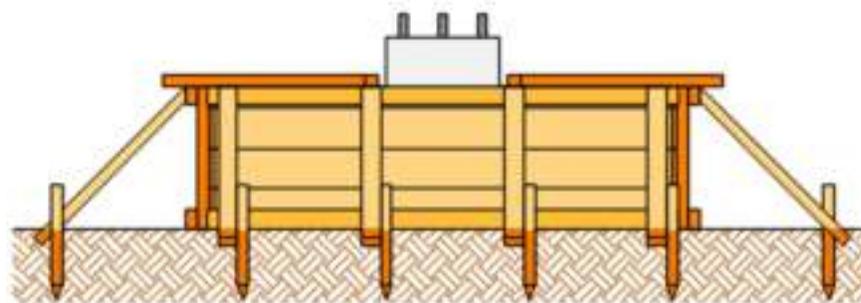
**ENCOFRADO PARA LAS CARAS
LATERALES DE LA ZAPATA**



**DETALLE 1
APUNTALAMIENTO LATERAL
DEL ENCOFRADO**



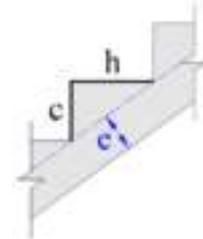
**ENCOFRADO DE ZAPATA
VISTA EN PLANTA**



**ENCOFRADO DE ZAPATA
VISTA LATERAL**

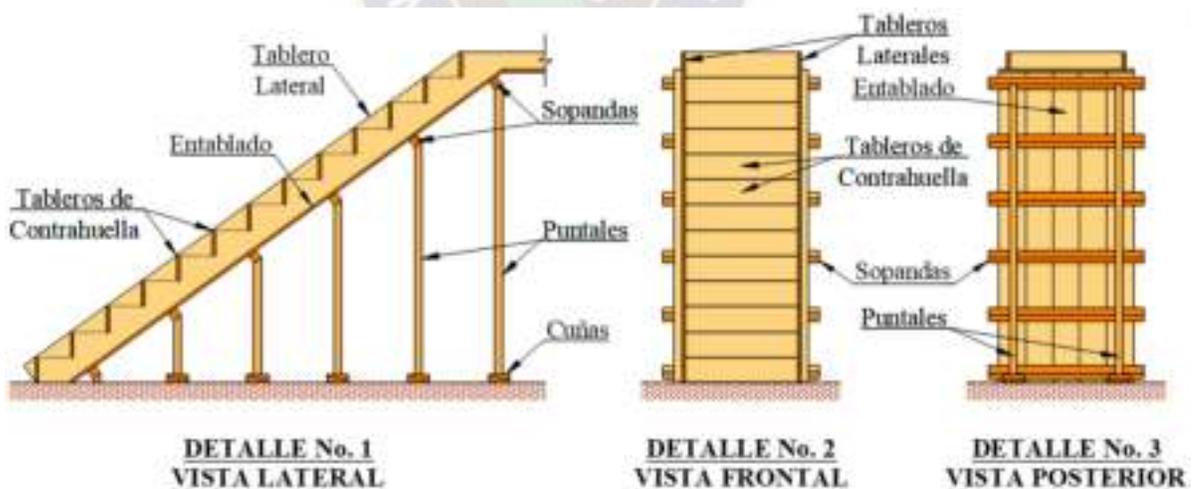
3.3.11. DISEÑO DE ENCOFRADO DE ESCALERA SEGÚN LA “ASD”.

- Dimensión de la Huella: $h = 25$ [cm]
- Dimensión de la Contrahuella: $c = 18$ [cm]
- Número de escalones: $n^\circ = 13$
- Espesor de la losa de la escalera: $e = 0,10$ [m]
- Ancho de la Escalera: Ancho = $0,90$ [m]
- Peso específico del Hormigón: $\gamma_H^\circ = 24$ [kN/m³]
- Para maderas del GRUPO B: $f_m = 14700,0$ [kN/m²]
 $f_v = 1176,0$ [kN/m²]
 $E_{prom} = 9800000$ [kN/m²]
 $E_{min} = 7350000$ [kN/m²]
- El entablado del piso se lo realizará con tableros de 1” de espesor.
- Madera en condiciones secas, menores a 19% de contenido de humedad.
- Límite de deflexión para “L/360”, pero no mayor que 1/16 [pulg].
- Temperatura ambiente media: $T = 15$ [°C]



PASO 1. ESQUEMA DEL ENCOFRADO.

El encofrado tipo a diseñar será el siguiente:



PASO 2. CARGAS SOBRE LOS TABLEROS.**2.1) Cálculos previos.**

- Angulo de inclinación:

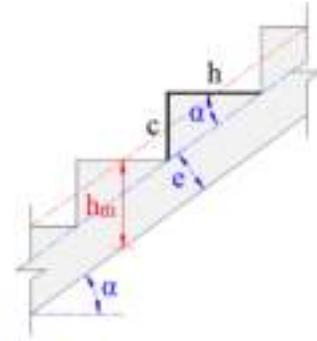
$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{c}{h}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{18}{25}\right)$$

$$\alpha = 35,75^\circ$$

- Altura media de la Escalera:

$$h_m = \frac{e}{\cos \alpha} + \frac{c}{2} = \frac{0,10}{\cos(35,75^\circ)} + \frac{0,18}{2}$$

$$h_m = 0,21 \text{ [m]}$$

**2.2) Cargas sobre los Tableros en proyección vertical.**

- Carga muerta del Hormigón vaciado:

$$CM_{ESCALERA} = \gamma^H \cdot h_m$$

$$CM_{ESCALERA} = 24 \cdot (0,21) = 5,04 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

- Carga muerta estimada del material de encofrado:

$$CE = CE_{ASUMIDO} \quad ; \quad (CE_{MÍN} = 0,5 \text{ [kN/m}^2\text{)])}$$

$$CE = 0,80 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

- Carga viva de trabajadores, herramientas y equipo:

$$CV = CV_{ASUMIDO} \quad ; \quad (CV_{MÍN} = 2,4 \text{ [kN/m}^2\text{)])}$$

$$CV = 2,50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

- Carga Total de diseño sobre los Tableros:

$$P_{TOT} = CM_{ESCALERA} + CE + CV$$

$$P_{TOT} = 8,34 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

PASO 3. DISEÑO DEL ENTABLADO.**3.1) Escuadría del Entablado.**

De acuerdo al enunciado de este ejemplo, el entablado se lo hará con tablas de 1” de espesor, pudiendo asumirse el uso de Tablas de 1”x8”.

PASO 4. DISEÑO DE LAS SOPANDAS (O BARROTOS).

4.1) Carga de diseño.

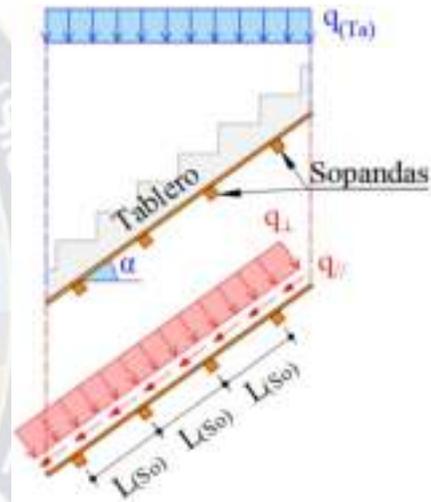
Consideremos una amplia franja de un Tablero (viga continua inclinada), con una escuadría de 1”x8”, la cual lleva una carga vertical uniformemente distribuida “ $q_{(Ta)}$ ” a lo largo de toda su longitud y que tiene a las Sopandas como apoyos equidistantes entre sí.

La carga “ $q_{(Ta)}$ ” viene a ser:

$$\begin{aligned} q_{(Ta)} &= P_{TOT} \cdot ANCHO_{(8'')} \\ q_{(Ta)} &= 8,34 \cdot (0,19) \\ q_{(Ta)} &= 1,58 \text{ [kN / m]} \end{aligned}$$

Descomponiendo esta carga se tiene:

$$\begin{aligned} q_{//} &= q_{(Ta)} \cdot \text{sen}\alpha \\ q_{//} &= 1,58 \cdot \text{sen}(35,75^\circ) \\ q_{//} &= 0,92 \text{ [kN / m]} \\ q_{\perp} &= q_{(Ta)} \cdot \text{cos}\alpha \\ q_{\perp} &= 1,58 \cdot \text{cos}(35,75^\circ) \\ q_{\perp} &= 1,28 \text{ [kN / m]} \end{aligned}$$



4.2) Espaciamiento de las Sopandas por Flexión en los Tableros.

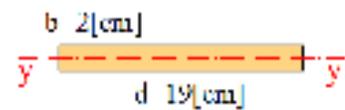
El momento flector máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es: $M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{10}$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L^2}{10} \leq f_m \cdot S \quad \rightarrow \quad L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot f_m \cdot S}{q}}$$

Donde:

- $q = q_{\perp} = 1,28 \text{ [kN/m]}$
- $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2] + 10\% = 16170,0 \text{ [kN/m}^2]$
- Para un tablero 1”x8”: $S = S_y = 1,26 \times 10^{-5} \text{ [m}^3]$



Reemplazando estos valores:

$$L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot f_m \cdot S_y}{q_{\perp}}} = \sqrt{\frac{10 \cdot (16170,0) \cdot (1,26 \times 10^{-5})}{1,28}} \rightarrow L \leq 1,26 \text{ [m]}$$

4.3) Espaciamiento de las Sopandas por Corte en los Tableros.

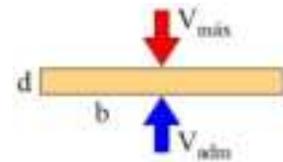
El cortante máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es:

$$V_{\text{máx}} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot L$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \rightarrow \frac{3}{5} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot f_v \cdot (b \cdot d)$$

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{f_v \cdot (b \cdot d)}{q} \right)$$



Donde:

- $q = q_{\perp} = 1,28 \text{ [kN/m]}$
- $f_v = 1176,0 \text{ [kN/m}^2] + 10\% = 1293,6 \text{ [kN/m}^2]$
- Para un tablero 1"x8": $b = 8 \text{ [pulg]} = 0,19 \text{ [m]}$
 $d = 1 \text{ [pulg]} = 0,02 \text{ [m]}$

Reemplazando estos valores:

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{f_v \cdot (b \cdot d)}{q_{\perp}} \right) = \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{1293,6 \cdot (0,19 \cdot 0,02)}{1,28} \right) \rightarrow L \leq 4,27 \text{ [m]}$$

Antes de definir una separación final entre las Sopandas, se debe realizar un último análisis que vendría a ser el de la deflexión en los Tableros.

4.4) Espaciamiento de las Sopandas por Deflexión en los Tableros.

El análisis deberá realizarse de tal forma que se verifiquen las separaciones “L” entre las Sopandas para los límites admisibles de deflexión en los Tableros.

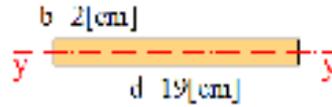
Ahora, de todos los valores posibles para “L”, teniendo presente las recomendaciones prácticas y las razones constructivas, tomamos aquellos valores que estén dentro del rango inferior de los rangos calculados por Flexión y Corte, en nuestro caso: $L \leq 1,26 \text{ [m]}$ (calculado por Flexión). Seguidamente realizamos la verificación de la deflexión.

PARA L=0,60 [m]

La deflexión máxima en una viga continua es: $\Delta_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I}$

Donde:

- $q = q_{\perp} = 1,28 \text{ [kN/m]}$
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- $I = I_y = 1,27 \times 10^{-7} \text{ [m}^4\text{]}$



Reemplazando valores:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{\perp} \cdot L^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_y} = \frac{1,28 \cdot (0,60^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (1,27 \times 10^{-7})} \cdot 1000$$

$$\Delta_{\text{máx}} = 0,9 \text{ [mm]}$$

La deflexión máxima admisible del Entablado estará definida por:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L / 360 \\ 1 / 16 [\text{plg}] \end{cases}$$

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} 600 / 360 = 1,7 \text{ [mm]} \\ 1 / 16 [\text{plg}] = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \rightarrow \Delta_{\text{adm}} \leq 1,6 \text{ [mm]}$$

Por tanto: $\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}}$
 $0,9 \leq 1,6 \text{ [mm]} \quad \checkmark \text{ Se verifica la Deflexión}$

Entonces, de acuerdo al análisis realizado por Flexión, Corte y Deflexión, podemos asumir: $L_{(S_0)}=0,60 \text{ [m]}$ como la separación entre las Sopandas a lo largo de toda la escalera.

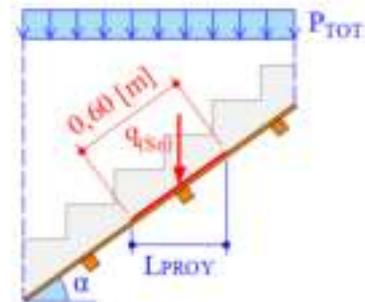
4.5) Carga sobre las Sopandas.

La carga vertical uniformemente distribuida “ $q_{(S_0)}$ ” sobre cada Sopanda vendría a ser:

$$q_{(S_0)} = P_{\text{TOT}} \cdot L_{\text{PROY}}$$

$$q_{(S_0)} = 8,34 \cdot (0,49)$$

$$q_{(S_0)} = 4,09 \text{ [kN / m]}$$



Descomponiendo esta carga se tiene:

$$q_{//}^* = q_{(so)} \cdot \text{sen}\alpha$$

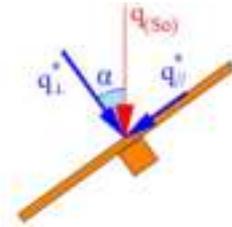
$$q_{\perp}^* = q_{(so)} \cdot \text{cos}\alpha$$

$$q_{//}^* = 4,09 \cdot \text{sen}(35,75^\circ)$$

$$q_{\perp}^* = 4,09 \cdot \text{cos}(35,75^\circ)$$

$$q_{//}^* = 2,39 \text{ [kN / m]}$$

$$q_{\perp}^* = 3,32 \text{ [kN / m]}$$



4.6) Módulo de sección necesario de las Sopandas por Flexión.

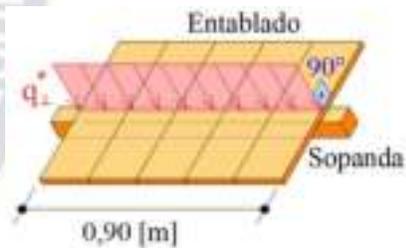
Para empezar el análisis por Flexión, el largo de todas las Sopandas estará definidos por el ancho de la escalera, en nuestro caso vendría a ser 0,90 [m], además, podríamos asimilar cada Sopanda a una viga simplemente apoyada con una carga uniformemente distribuida en toda su longitud.

El momento flector en la viga es: $M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{8}$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L^2}{8} \leq f_m \cdot S$$

$$S \geq \frac{q \cdot L^2}{8 \cdot f_m}$$



Donde:

- $q = q_{\perp}^* = 3,32 \text{ [kN/m]}$
- $L = 0,90 \text{ [m]}$ (Ancho de la Escalera)
- $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores obtenemos el “módulo de sección necesario”:

$$S_{\text{nec}} \geq \frac{q_{\perp}^* \cdot L^2}{8 \cdot f_m} = \frac{3,32 \cdot (0,90^2)}{8 \cdot (14700,0)}$$

$$S_{\text{nec}} \geq 2,29 \times 10^{-5} \text{ [m}^3\text{]} = 22,9 \text{ [cm}^3\text{]}$$

4.7) Área transversal necesaria de las Sopandas calculado por Corte.

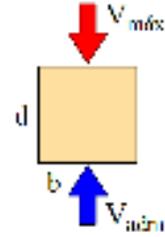
El cortante máximo, sobre el apoyo, es:

$$V_{\text{máx}} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot L$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{1}{2} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot f_v \cdot (b \cdot d)$$

$$b \cdot d \geq \frac{3}{4} \cdot \left(\frac{q \cdot L}{f_v} \right)$$



Donde:

- $q = q_{\perp}^* = 3,32$ [kN/m]
- $L = 0,90$ [m] (Ancho de la Escalera)
- $f_v = 1176,0$ [kN/m²]

Reemplazando estos valores obtenemos el “Área transversal necesaria”:

$$(b \cdot d)_{\text{nec}} \geq \frac{3}{4} \cdot \left(\frac{q_{\perp}^* \cdot L}{f_v} \right) = \frac{3}{4} \cdot \left(\frac{3,32 \cdot 0,90}{1176,0} \right)$$

$$(b \cdot d)_{\text{nec}} \geq 1,91 \times 10^{-3} \text{ [m}^2\text{]} = 19,1 \text{ [cm}^2\text{]}$$

4.8) Momento de inercia necesario de las Sopandas calculado por Deflexión.

La deflexión máxima admisible de las Sopandas viene a ser:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L / 360 = 900 / 360 = 2,5 \text{ [mm]} \\ 1 / 16 \text{ [pu lg]} = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \quad \rightarrow \quad \Delta_{\text{adm}} \leq 1,6 \text{ [mm]}$$

Ahora, partimos del siguiente requerimiento:

$$\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} \right) \leq \Delta_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad I \geq \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{q \cdot L^4}{E \cdot \Delta_{\text{adm}}} \right)$$

Donde:

- $q = q_{\perp}^* = 3,32$ [kN/m]
- $L = 0,90$ [m] (Ancho de la Escalera)
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000$ [kN/m²]

Reemplazando estos valores obtenemos el “Momento de inercia necesario”:

$$I \geq \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{q_{\perp}^* \cdot L^4}{E_{\text{prom}} \cdot \Delta_{\text{adm}}} \right) = \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{3,32 \cdot (0,90^4)}{9800000 \cdot (1,6 \times 10^{-3})} \right)$$

$$I \geq 1,809 \times 10^{-6} \text{ [m}^4\text{]} = 180,9 \text{ [cm}^4\text{]}$$

En resumen, las condiciones que debe cumplir la escuadría de cada Sopanda son:

$$S_{nec} \geq 22,9 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$(b \cdot d)_{nec} \geq 19,1 \text{ [cm}^2\text{]}$$

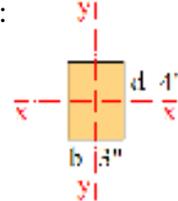
$$I_{nec} \geq 180,9 \text{ [cm}^4\text{]}$$

De la tabla **Anexo 5**, se tiene que, la escuadría adecuada es:

$$1 \text{ piezas } 3'' \times 4'' \rightarrow A = 58,5 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$I_y = 206,0 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$S_y = 63,4 \text{ [cm}^3\text{]}$$



Vale la pena aclarar que esta pieza estará ubicada perpendicularmente al Entablado en su cara de mayor dimensión, es decir la cara de 4”.

PASO 5. DISEÑO DE TABLEROS DE LA CONTRAHUELLA.

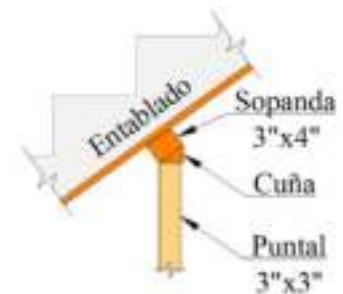
5.1) Escuadría.

Teniendo presente las recomendaciones prácticas y las razones constructivas, adoptamos el uso de tableros de 1” de espesor (como mínimo), además, no hay necesidad de realizar ninguna verificación adicional porque para evitar cualquier eventualidad, en el medio del encofrado, se colocan Bridas de Fijación de 1”x4” unidas a una Riostra de Fijación de 2”x2” que rigidizaran el encofrado de los escalones.

PASO 6. DISEÑO DE PUNTALES.

6.1) Escuadría.

Como se usarán Sopandas de 3”x4” podríamos partir de una escuadría de puntales rectangulares de 3”x3” de tal manera que se ajuste lo mejor posible al ancho de 4” de la Sopanda, claro que, debido a la pendiente que se tiene, se hace necesario el uso de cuñas sobre la cabeza de los Puntales o realizar un corte preciso a la cabeza del puntal para que haya un buen apoyo entre el Puntal y la Sopanda.



6.2) Verificación a pandeo.

Para realizar la verificación al pandeo, previamente es necesario realizar el cálculo de la “carga admisible”, para tal efecto es necesario determinar el tipo de columna y para ello deberemos recurrir al parámetro denominado “Esbeltez”.

Área tributaria proyectada horizontalmente sobre cada Puntal:

$$A_{\text{trib-proy}} = 0,45 \cdot (0,60 \cdot \cos 35,75^\circ)$$

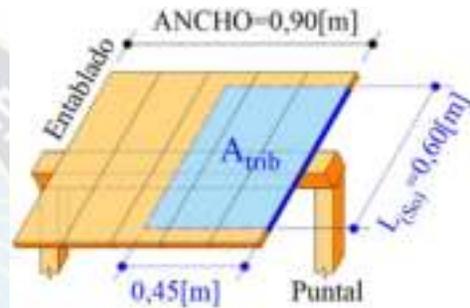
$$A_{\text{trib-proy}} = 0,219 \text{ [m}^2\text{]}$$

Carga sobre cada Puntal:

$$N_{(Pu)} = P_{\text{TOT}} \cdot A_{\text{trib-proy}}$$

$$N_{(Pu)} = 8,34 \cdot (0,219)$$

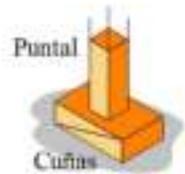
$$N_{(Pu)} = 1,83 \text{ [kN]}$$



Altura de los puntales:

Ya habiendo realizando la disposición de los puntales, el puntal de mayor longitud, ubicado en la parte superior, tendría aproximadamente: $L=2,10 \text{ [m]}$.

NOTA.- No se están tomando en cuenta las cuñas al pie de cada Puntal, que habitualmente se colocan para facilitar el ajuste y retiro de los puntales.



Longitud efectiva:

$$L_{\text{ef}} = L \text{ (articulado en ambos extremos)}$$

$$L_{\text{ef}} = 2,10 \text{ [m]} \text{ (aproximadamente)}$$

$$\text{Esbeltez geométrica: } \lambda_g = \frac{L_{\text{ef}}}{d_{3^{\text{ra}}}} = \frac{2,10}{0,065} \rightarrow \lambda_g = 32,31$$

Tipo de Columna:

Para columnas del GRUPO B, de acuerdo a la tabla **Anexo 10**: $C_k = 18,34$

Ahora, como: $C_k \leq \lambda \leq 50 \rightarrow$ “Columna Larga”

Carga Axial admisible:

Para “columnas largas”, la carga admisible es:

$$N_{\text{adm}} = 0,329 \cdot \left(\frac{E \cdot A}{\lambda_g^2} \right)$$

Donde:

- $E = E_{\min} = 7350000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- $A = A_{3''\times 3''} = 4,22 \times 10^{-3} \text{ [m}^2\text{]}$

Reemplazando valores:

$$N_{\text{adm}} = 0,329 \cdot \left(\frac{E_{\min} \cdot A_{3''\times 3''}}{\lambda_g^2} \right) = 0,329 \cdot \left(\frac{7350000 \cdot (4,22 \times 10^{-3})}{32,31^2} \right)$$

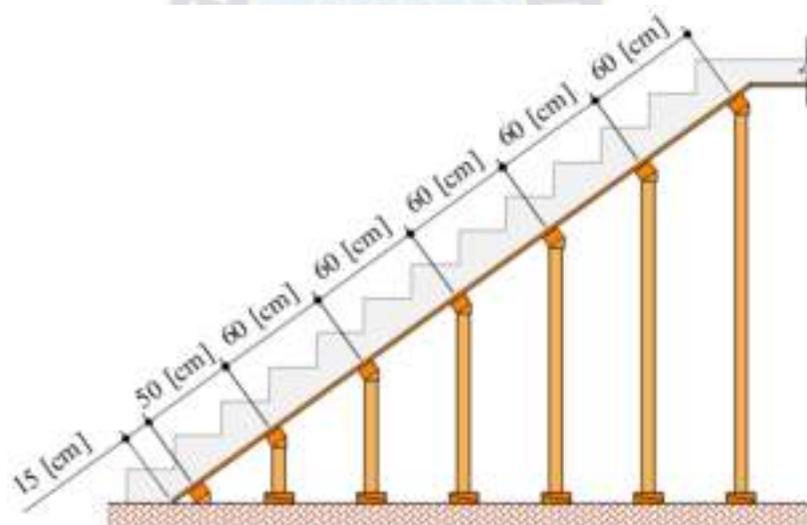
$$N_{\text{adm}} = 9,78 \text{ [kN]}$$

Cumpléndose lo siguiente:

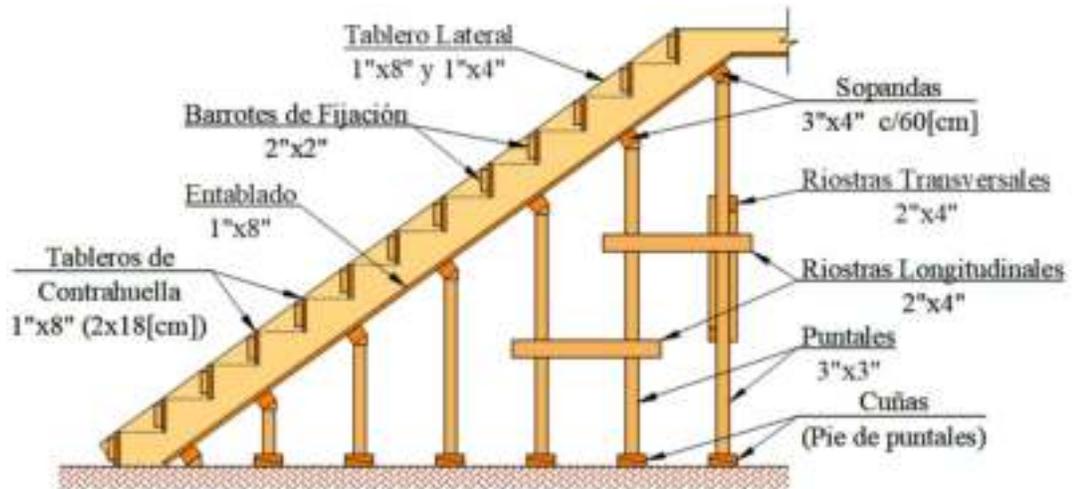
$$N(P_u) \leq N_{\text{adm}}$$

$$1,83 \leq 9,78 \text{ [kN]} \quad \checkmark \text{ Se verifica la seguridad al pandeo}$$

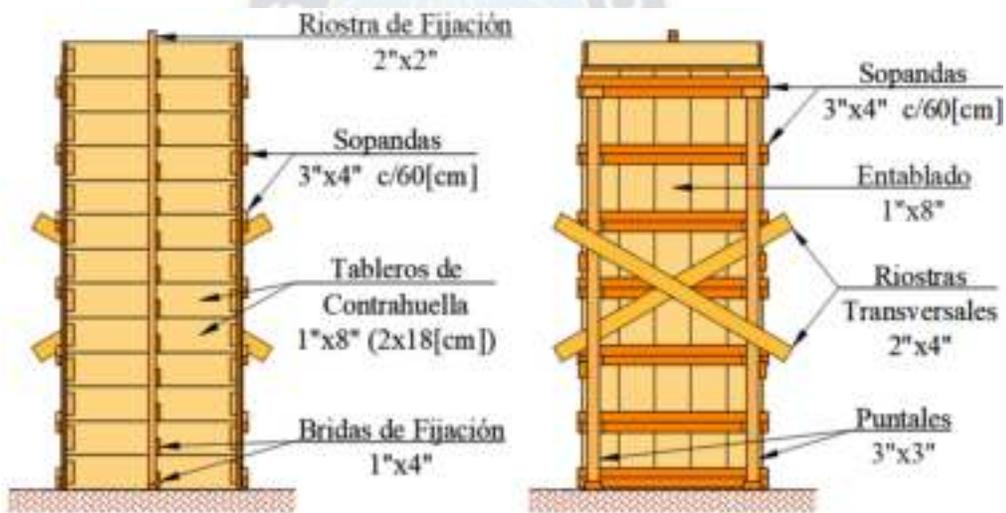
PASO 7. ESQUEMA FINAL DEL ENCOFRADO.



DETALLE No. 1
- ESPACIAMIENTO DE SOPANDAS -
VISTA LATERAL

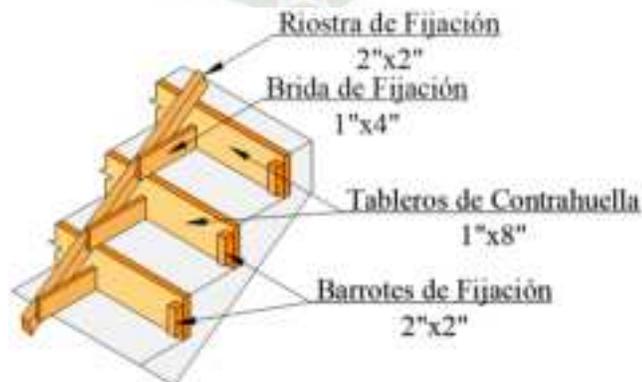


DETALLE No. 2
VISTA LATERAL



DETALLE No. 3
VISTA FRONTAL

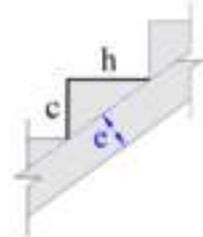
DETALLE No. 4
VISTA POSTERIOR



DETALLE No. 5
TABLEROS DE CONTRAHUELLA

3.3.12. DISEÑO DE ENCOFRADO DE ESCALERA SEGÚN LA “LRFD”.

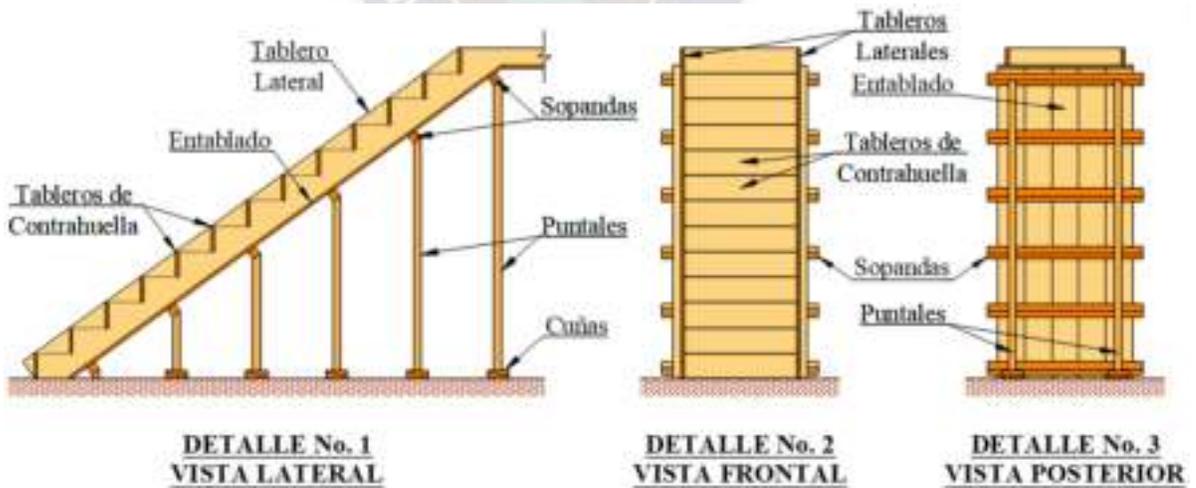
- Dimensión de la Huella: $h = 25$ [cm]
- Dimensión de la Contrahuella: $c = 18$ [cm]
- Número de escalones: $n^\circ = 13$
- Espesor de la losa de la escalera: $e = 0,10$ [m]
- Ancho de la Escalera: Ancho = $0,90$ [m]
- Peso específico del Hormigón: $\gamma_H^\circ = 24$ [kN/m³]
- Para maderas del GRUPO B: $f_m = 14700,0$ [kN/m²]
 $f_v = 1176,0$ [kN/m²]
 $E_{prom} = 9800000$ [kN/m²]
 $E_{min} = 7350000$ [kN/m²]



- El entablado del piso se lo realizará con tableros de 1” de espesor.
- Madera en condiciones secas, menores a 19% de contenido de humedad.
- Límite de deflexión para “L/360”, pero no mayor que 1/16 [pulg].
- Temperatura ambiente media: $T = 15$ [°C]

PASO 1. ESQUEMA DEL ENCOFRADO.

El encofrado tipo a diseñar será el siguiente:



PASO 2. CARGAS SOBRE LOS TABLEROS.**2.1) Cálculos previos.**

- Angulo de inclinación:

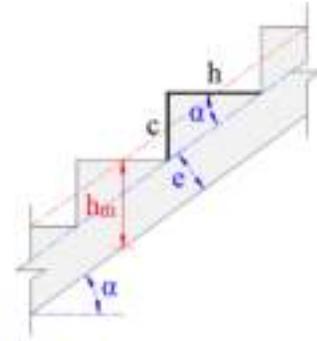
$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{c}{h}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{18}{25}\right)$$

$$\alpha = 35,75^\circ$$

- Altura media de la Escalera:

$$h_m = \frac{e}{\cos \alpha} + \frac{c}{2} = \frac{0,10}{\cos(35,75^\circ)} + \frac{0,18}{2}$$

$$h_m = 0,21 \text{ [m]}$$

**2.2) Cargas sobre los Tableros en proyección vertical.**

- Carga muerta del Hormigón vaciado:

$$CM_{ESCALERA} = \gamma^H \cdot h_m$$

$$CM_{ESCALERA} = 24 \cdot (0,21) = 5,04 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

- Carga muerta estimada del material de encofrado:

$$CE = CE_{ASUMIDO} \quad ; \quad (CE_{MÍN} = 0,5 \text{ [kN/m}^2\text{)})$$

$$CE = 0,80 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

- Carga viva de trabajadores, herramientas y equipo:

$$CV = CV_{ASUMIDO} \quad ; \quad (CV_{MÍN} = 2,4 \text{ [kN/m}^2\text{)})$$

$$CV = 2,50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

- Carga Total de diseño sobre los Tableros:

$$P_{TOT} = CM_{ESCALERA} + CE + CV$$

$$P_{TOT} = 8,34 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

PASO 3. DISEÑO DEL ENTABLADO.**3.1) Escuadría del Entablado.**

De acuerdo al enunciado de este ejemplo, el entablado se lo hará con tablas de 1” de espesor, pudiendo asumirse el uso de Tablas de 1”x8”.

PASO 4. DISEÑO DE LAS SOPANDAS (O BARROTOS).

4.1) Carga de diseño.

Consideremos una amplia franja de un Tablero (viga continua inclinada), con una escuadría de 1”x8”, la cual lleva una carga vertical uniformemente distribuida “ $q_{(Ta)}$ ” a lo largo de toda su longitud y que tiene a las Sopandas como apoyos equidistantes entre sí.

La carga “ $q_{(Ta)}$ ” viene a ser:

$$q_{(Ta)} = P_{TOT} \cdot ANCHO_{(8'')}$$

$$q_{(Ta)} = 8,34 \cdot (0,19)$$

$$q_{(Ta)} = 1,58 \text{ [kN / m]}$$

Descomponiendo esta carga se tiene:

$$q_{//} = q_{(Ta)} \cdot \text{sen}\alpha = 1,58 \cdot \text{sen}(35,75^\circ)$$

$$q_{//} = 0,92 \text{ [kN / m]}$$

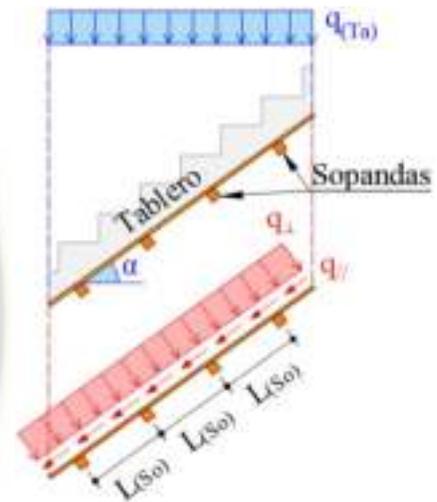
$$q_{\perp} = q_{(Ta)} \cdot \text{cos}\alpha = 1,58 \cdot \text{cos}(35,75^\circ)$$

$$q_{\perp} = 1,28 \text{ [kN / m]}$$

Y la carga de diseño a utilizarse “ $q_{d\perp}$ ” viene a ser:

$$q_{d\perp} = 1,4 \cdot q_{\perp} = 1,4 \cdot (1,28)$$

$$q_{d\perp} = 1,79 \text{ [kN / m]}$$



4.2) Espaciamiento de las Sopandas por Flexión en los Tableros.

Esfuerzo a Flexión Ajustado:

$$F'_b = K_F \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_m$$

Donde:

– $K_F = 2,16/\phi_b$

– $\lambda = 0,6$

– $C_D = 1,25$

– $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 10\% = 16170,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_b = \left(\frac{2,16}{\phi_b} \right) \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (16170,0) \quad \rightarrow \quad F'_b = 16765,1 \text{ [kN / m}^2\text{]}$$

Espaciamiento por Flexión.

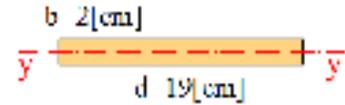
El momento flector máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es: $M_{\max} = \frac{q \cdot L^2}{10}$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\max} \leq M_r \quad \rightarrow \quad \frac{q \cdot L^2}{10} \leq F'_b \cdot S \quad \rightarrow \quad L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot F'_b \cdot S}{q}}$$

Donde:

- $q = q_{d\perp} = 1,79$ [kN/m]
- Para un tablero 1"x8": $S = S_y = 1,26 \times 10^{-5}$ [m³]



Reemplazando estos valores:

$$L \leq \sqrt{\frac{10 \cdot F'_b \cdot S_y}{q_{d\perp}}} = \sqrt{\frac{10 \cdot (16765,1) \cdot (1,26 \times 10^{-5})}{1,79}} \quad \rightarrow \quad L \leq 1,09 \text{ [m]}$$

4.3) Espaciamiento de las Sopandas por Corte en los Tableros.

Esfuerzo a Corte Ajustado: $F'_v = K_F \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_v$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_v$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_v = 1176,0$ [kN/m²] + 10% = 1293,6 [kN/m²]

Reemplazando estos valores:

$$F'_v = \left(\frac{2,16}{\phi_v} \right) \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (1293,6) \quad \rightarrow \quad F'_v = 1341,2 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Espaciamiento por Corte.

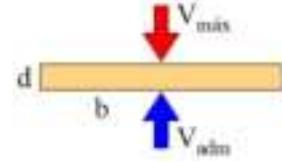
El cortante máximo, sobre el apoyo, en una viga continua, es:

$$V_{\max} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot L$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{3}{5} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot F'_v \cdot (b \cdot d)$$

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{F'_v \cdot (b \cdot d)}{q} \right)$$



Donde:

- $q = q_{d\perp} = 1,79$ [kN/m]
- Para un tablero 1”x8”: $b = 8$ [pulg] = 0,19 [m]
 $d = 1$ [pulg] = 0,02 [m]

Reemplazando estos valores:

$$L \leq \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{F'_v \cdot (b \cdot d)}{q_{d\perp}} \right) = \frac{10}{9} \cdot \left(\frac{1341,2 \cdot (0,19 \cdot 0,02)}{1,79} \right) \quad \rightarrow \quad L \leq 3,16$$
 [m]

Antes de definir una separación final entre las Sopandas, se debe realizar un último análisis que vendría a ser el de la deflexión en los Tableros.

4.4) Espaciamiento de las Sopandas por Deflexión en los Tableros.

El análisis deberá realizarse de tal forma que se verifiquen las separaciones “L” entre las Sopandas para los límites admisibles de deflexión en los Tableros.

Ahora, de todos los valores posibles para “L”, teniendo presente las recomendaciones prácticas y las razones constructivas, tomamos aquellos valores que estén dentro del rango inferior de los rangos calculados por Flexión y Corte, en nuestro caso: $L \leq 1,09$ [m] (calculado por Flexión). Seguidamente realizamos la verificación de la deflexión.

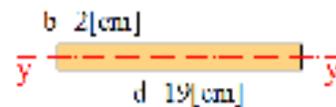
PARA $L=0,60$ [m]

La deflexión máxima en una viga continua es:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I}$$

Donde:

- $q = q_{\perp} = 1,28$ [kN/m] (en servicio)
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000$ [kN/m²]
- $I = I_y = 1,27 \times 10^{-7}$ [m⁴]



Reemplazando valores:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{q_{\perp} \cdot L^4}{145 \cdot E_{\text{prom}} \cdot I_y} = \frac{1,28 \cdot (0,60^4)}{145 \cdot (9800000) \cdot (1,27 \times 10^{-7})} \cdot 1000$$

$$\Delta_{\text{máx}} = 0,9 \text{ [mm]}$$

La deflexión máxima admisible del Entablado estará definida por:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L/360 \\ 1/16 [p \lg] \end{cases}$$

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} 600/360 = 1,7 \text{ [mm]} \\ 1/16 [pu \lg] = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \rightarrow \Delta_{\text{adm}} \leq 1,6 \text{ [mm]}$$

Por tanto: $\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}}$
 $0,9 \leq 1,6 \text{ [mm]} \quad \checkmark$ Se verifica la Deflexión

Entonces, de acuerdo al análisis realizado por Flexión, Corte y Deflexión, podemos asumir: $L_{(S_0)} = 0,60 \text{ [m]}$ como la separación entre las Sopandas a lo largo de toda la escalera.

4.5) Carga sobre las Sopandas.

La carga vertical uniformemente distribuida “ $q_{(S_0)}$ ” sobre cada Sopanda vendría a ser:

$$q_{(S_0)} = P_{\text{TOT}} \cdot L_{\text{PROY}}$$

$$q_{(S_0)} = 8,34 \cdot (0,49)$$

$$q_{(S_0)} = 4,09 \text{ [kN / m]}$$

Descomponiendo esta carga se tiene:

$$q_{//}^* = q_{(S_0)} \cdot \text{sen} \alpha = 4,09 \cdot \text{sen}(35,75^\circ)$$

$$q_{//}^* = 2,39 \text{ [kN / m]}$$

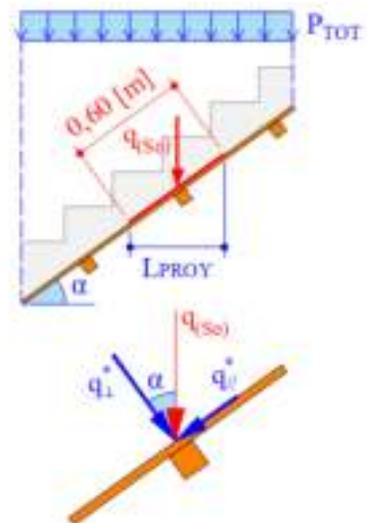
$$q_{\perp}^* = q_{(S_0)} \cdot \text{cos} \alpha = 4,09 \cdot \text{cos}(35,75^\circ)$$

$$q_{\perp}^* = 3,32 \text{ [kN / m]}$$

Y la carga de diseño a utilizarse “ $q_{d\perp}^*$ ” viene a ser:

$$q_{d\perp}^* = 1,4 \cdot q_{\perp}^* = 1,4 \cdot (3,32)$$

$$q_{d\perp}^* = 4,65 \text{ [kN / m]}$$



4.6) Módulo de sección necesario de las Sopandas por Flexión.

Esfuerzo a Flexión Ajustado:
$$F'_b = K_F \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_m$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_b$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Reemplazando estos valores:

$$F'_b = \left(\frac{2,16}{\phi_b} \right) \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (14700,0) \rightarrow F'_b = 15241,0 \text{ [kN / m}^2\text{]}$$

Módulo de Sección Necesario.

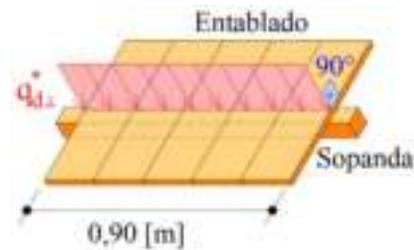
Para empezar el análisis por Flexión, el largo de todas las Sopandas estará definidos por el ancho de la escalera, en nuestro caso vendría a ser $0,90 \text{ [m]}$, además, podríamos asimilar cada Sopanda a una viga simplemente apoyada con una carga uniformemente distribuida en toda su longitud.

El momento flector en la viga es:
$$M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^2}{8}$$

Ahora, debe cumplirse que:

$$M_{\text{máx}} \leq M_r \rightarrow \frac{q \cdot L^2}{8} \leq F'_b \cdot S$$

$$S \geq \frac{q \cdot L^2}{8 \cdot F'_b}$$



Donde:

- $q = q_{d\perp}^* = 4,65 \text{ [kN/m]}$
- $L = 0,90 \text{ [m]}$ (Ancho de la Escalera)

Reemplazando estos valores obtenemos el “módulo de sección necesario”:

$$S_{\text{nec}} \geq \frac{q_{d\perp}^* \cdot L^2}{8 \cdot F'_b} = \frac{4,65 \cdot (0,90)^2}{8 \cdot (15241,0)}$$

$$S_{\text{nec}} \geq 3,09 \times 10^{-5} \text{ [m}^3\text{]} = 30,9 \text{ [cm}^3\text{]}$$

4.7) Área transversal necesaria de las Sopandas calculado por Corte.

Esfuerzo a Corte Ajustado:
$$F'_v = K_F \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_v$$

Donde:

- $K_F = 2,16/\phi_v$
- $\lambda = 0,6$
- $C_D = 1,25$
- $f_v = 1176,0$ [kN/m²]

Reemplazando estos valores:

$$F'_v = \left(\frac{2,16}{\phi_v} \right) \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (1176,0) \rightarrow F'_v = 1219,3 \text{ [kN / m}^2\text{]}$$

Área Transversal Necesaria.

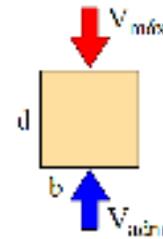
El cortante máximo, sobre el apoyo, es:

$$V_{\text{máx}} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot L$$

Ahora, debe de cumplirse que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_{\text{adm}} \rightarrow \frac{1}{2} \cdot q \cdot L \leq \frac{2}{3} \cdot F'_v \cdot (b \cdot d)$$

$$b \cdot d \geq \frac{3}{4} \cdot \left(\frac{q \cdot L}{F'_v} \right)$$



Donde:

- $q = q_{d\perp}^* = 4,65$ [kN/m]
- $L = 0,90$ [m] (Ancho de la Escalera)

Reemplazando estos valores obtenemos el “Área transversal necesaria”:

$$(b \cdot d)_{\text{nec}} \geq \frac{3}{4} \cdot \left(\frac{q_{d\perp}^* \cdot L}{F'_v} \right) = \frac{3}{4} \cdot \left(\frac{4,65 \cdot 0,90}{1219,3} \right)$$

$$(b \cdot d)_{\text{nec}} \geq 2,57 \times 10^{-3} \text{ [m}^2\text{]} = 25,7 \text{ [cm}^2\text{]}$$

4.8) Momento de inercia necesario de las Sopandas calculado por Deflexión.

La deflexión máxima admisible de las Sopandas viene a ser:

$$\Delta_{\text{adm}} \leq \text{Menor} \begin{cases} L/360 = 900/360 = 2,5 \text{ [mm]} \\ 1/16 \text{ [pulg]} = 1,6 \text{ [mm]} \end{cases} \rightarrow \Delta_{\text{adm}} \leq 1,6 \text{ [mm]}$$

Ahora, partimos del siguiente requerimiento:

$$\Delta_{\text{máx}} \leq \Delta_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} \right) \leq \Delta_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad I \geq \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{q \cdot L^4}{E \cdot \Delta_{\text{adm}}} \right)$$

Donde:

- $q = q_{\perp}^* = 3,32$ [kN/m] (en servicio)
- $L = 0,90$ [m] (Ancho de la Escalera)
- $E = E_{\text{prom}} = 9800000$ [kN/m²]

Reemplazando estos valores obtenemos el “Momento de inercia necesario”:

$$I \geq \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{q_{\perp}^* \cdot L^4}{E_{\text{prom}} \cdot \Delta_{\text{adm}}} \right) = \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{3,32 \cdot (0,90^4)}{9800000 \cdot (1,6 \times 10^{-3})} \right)$$

$$I \geq 1,809 \times 10^{-6} \text{ [m}^4\text{]} = 180,9 \text{ [cm}^4\text{]}$$

En resumen, las condiciones que debe cumplir la escuadría de cada Sopanda son:

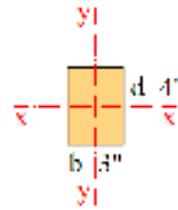
$$S_{\text{nec}} \geq 30,9 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$(b \cdot d)_{\text{nec}} \geq 25,7 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$I_{\text{nec}} \geq 180,9 \text{ [cm}^4\text{]}$$

De la tabla **Anexo 5**, se tiene que, la escuadría adecuada es:

$$\boxed{\begin{aligned} \mathbf{1 \text{ piezas } 3'' \times 4''} &\rightarrow A = 58,5 \text{ [cm}^2\text{]} \\ &I_y = 206,0 \text{ [cm}^4\text{]} \\ &S_y = 63,4 \text{ [cm}^3\text{]} \end{aligned}}$$



Vale la pena aclarar que esta pieza estará ubicada perpendicularmente al Entablado en su cara de mayor dimensión, es decir la cara de 4”.

PASO 5. DISEÑO DE TABLEROS DE LA CONTRAHUELLA.

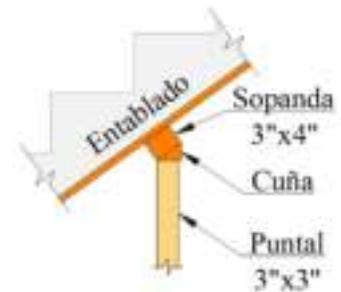
5.1) Escuadría.

Teniendo presente las recomendaciones prácticas y las razones constructivas, adoptamos el uso de tableros de 1” de espesor (como mínimo), además, no hay necesidad de realizar ninguna verificación adicional porque para evitar cualquier eventualidad, en el medio del encofrado, se colocan Bridas de Fijación de 1”x4” unidas a una Riostra de Fijación de 2”x2” que rigidizaran el encofrado de los escalones.

PASO 6. DISEÑO DE PUNTALES.

6.1) Escuadría.

Como se usarán Sopandas de 3”x4” podríamos partir de una escuadría de puntales rectangulares de 3”x3” de tal manera que se ajuste lo mejor posible al ancho de 4” de la Sopanda, claro que, debido a la pendiente que se tiene, se hace necesario el uso de cuñas sobre la cabeza de los Puntales o realizar un corte preciso a la cabeza del puntal para que haya un buen apoyo entre el Puntal y la Sopanda.



6.2) Verificación a pandeo.

Para realizar la verificación al pandeo, previamente es necesario realizar el cálculo de la “carga admisible”, para tal efecto es necesario determinar el tipo de columna y para ello deberemos recurrir al parámetro denominado “Esbeltez”.

Área tributaria proyectada horizontalmente sobre cada Puntal:

$$A_{\text{trib-proy}} = 0,45 \cdot (0,60 \cdot \cos 35,75^\circ)$$

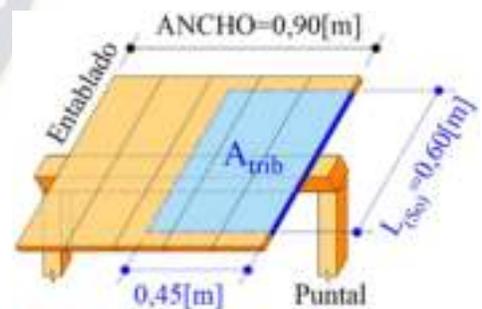
$$A_{\text{trib-proy}} = 0,219 \text{ [m}^2\text{]}$$

Carga factorizada aplicada sobre cada Puntal:

$$N_{(Pu)} = 1,4 \cdot P_{\text{TOT}} \cdot A_{\text{trib-proy}}$$

$$N_{(Pu)} = 1,4 \cdot (8,34) \cdot (0,219)$$

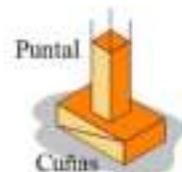
$$N_{(Pu)} = 2,56 \text{ [kN]}$$



Altura de los puntales:

Ya habiendo realizando la disposición de los puntales, el puntal de mayor longitud, ubicado en la parte superior, tendría aproximadamente: $L=2,10 \text{ [m]}$.

NOTA.- No se están tomando en cuenta las cuñas al pie de cada Puntal, que habitualmente se colocan para facilitar el ajuste y retirado de los puntales.



Longitud efectiva:

$$L_{\text{ef}} = L \text{ (articulado en ambos extremos)}$$

$$L_{\text{ef}} = 2,10 \text{ [m]}$$

Esbeltez geométrica: $\lambda_g = \frac{L_{ef}}{d_{3''}} = \frac{2,10}{0,065} \rightarrow \lambda_g = 32,31$

Tipo de Columna:

Para columnas del GRUPO B, de acuerdo a la tabla **Anexo 10:** $C_k = 18,34$

Ahora, como: $C_k \leq \lambda \leq 50 \rightarrow$ “Columna Larga”

Carga crítica de pandeo:

Para “columnas largas”, la carga crítica es: $N_{crit} = 0,822 \cdot \left(\frac{E \cdot A}{\lambda_g^2} \right)$

Donde:

– $E = E_{min} = 7350000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

– $A = A_{3'' \times 3''} = 4,22 \times 10^{-3} \text{ [m}^2\text{]}$

Reemplazando valores:

$$N_{crit} = 0,822 \cdot \left(\frac{E_{min} \cdot A_{3'' \times 3''}}{\lambda_g^2} \right) = 0,822 \cdot \left(\frac{7350000 \cdot (4,22 \times 10^{-3})}{32,31^2} \right)$$

$$N_{crit} = 24,42 \text{ [kN]}$$

Carga de pandeo Ajustada:

$$N' = K_F \cdot \left(\frac{\phi_c \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot N_{crit}$$

Donde:

– $K_F = 2,16/\phi_c$

– $\lambda = 0,6$

– $C_D = 1,25$

Reemplazando estos valores:

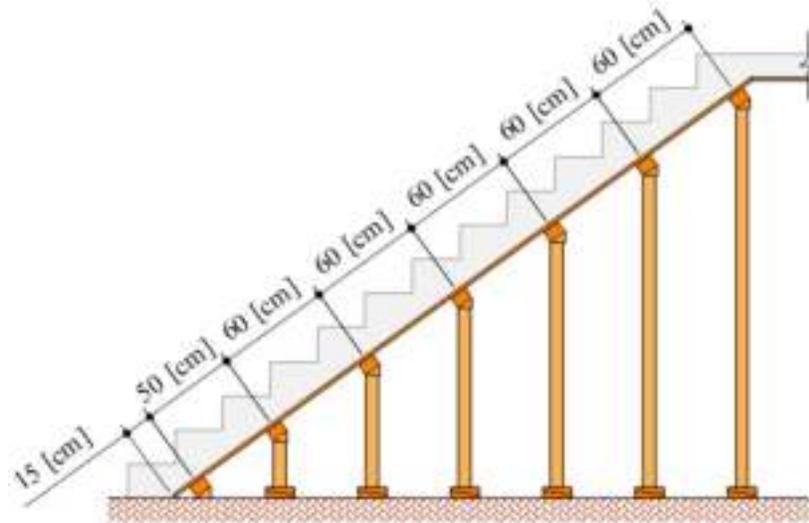
$$N' = \left(\frac{2,16}{\phi_c} \right) \cdot \left(\frac{\phi_c \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot (24,42) \rightarrow N' = 25,32 \text{ [kN]}$$

Por tanto:

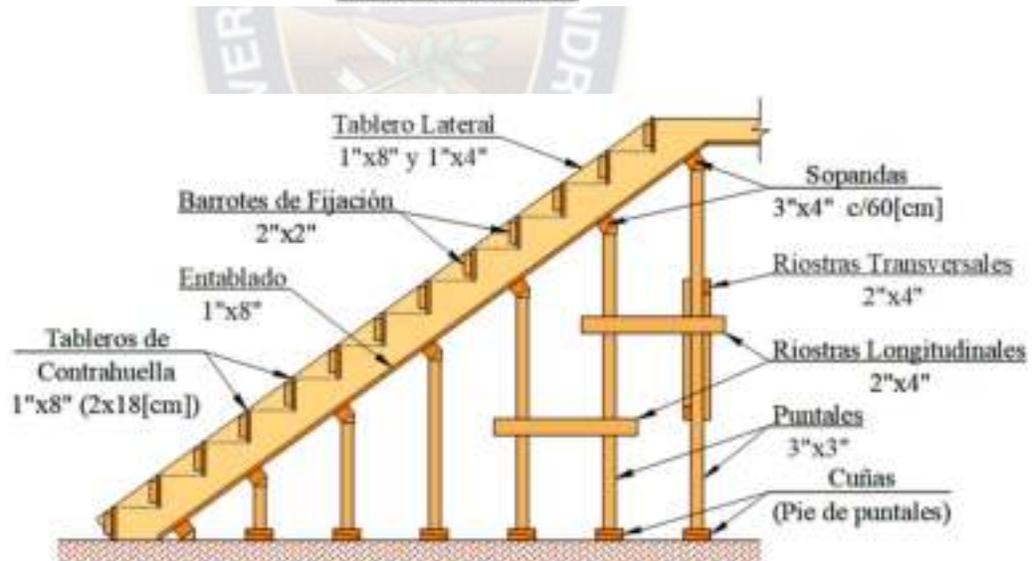
$$N_{(Pu)} \leq N'$$

$$2,56 \leq 25,32 \text{ [kN]} \quad \checkmark \text{ Se verifica la seguridad al pandeo}$$

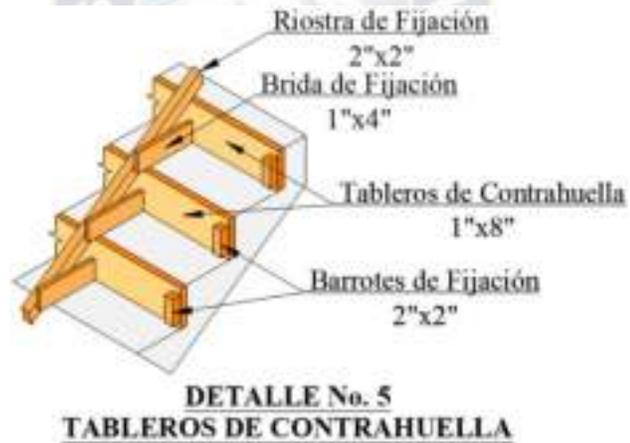
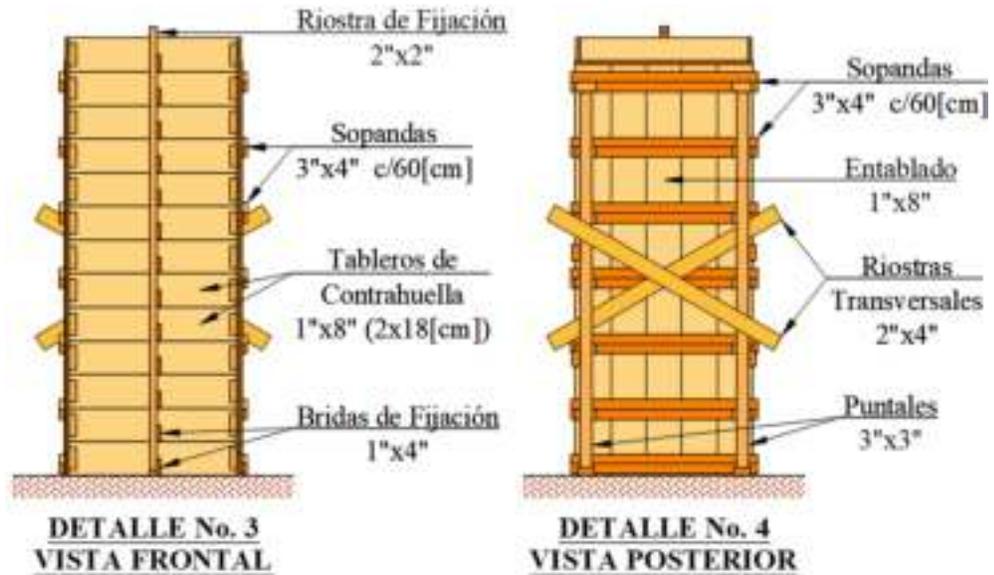
PASO 7. ESQUEMA FINAL DEL ENCOFRADO.



DETALLE No. 1
- ESPACIAMIENTO DE SOPANDAS -
VISTA LATERAL



DETALLE No. 2
VISTA LATERAL



CAPÍTULO 4

EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS

4.1. EVALUACIÓN DE CARGAS.

Cambios en la etapa de concepción de cargas de diseño.

Como se había mencionado en el Marco Teórico referente a las cargas de diseño para encofrados horizontales, antiguamente se asumía que las cargas verticales estaban constituidas por la Carga Muerta (peso propio) y una Sobrecarga del 25% de la Carga Muerta. Si, por ejemplo, hubiéramos aplicado éstos (antiguos) criterios sobre el diseño del encofrado para losa, nuestra carga total de diseño hubiera sido:

- Carga muerta del hormigón vaciado:

$$CM_{LOSA} = \gamma^H \cdot e$$

$$CM_{LOSA} = 24 \cdot (0,10) = 2,40 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

- Sobrecarga por impacto de otras cargas:

$$SC_{IMPACTO} = 25\% \cdot CM_{LOSA}$$

$$SC_{IMPACTO} = 0,25 \cdot (2,40) = 0,60 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

- Carga Total de diseño sobre los Tableros:

$$P_{TOT} = CM_{LOSA} + SC_{IMPACTO}$$

$$P_{TOT} = 3,00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Se observa que hay una considerable diferencia con respecto a la carga de 5,70 [kN/m²] que se utilizó, además que la normativa ACI 347 establece que $P_{TOT} \geq 4,80$ [kN/m²] (para trabajos sin carros motorizados). La variación de este análisis viene a ser:

$$\text{Variación} = \frac{P_{TOT(AHORA)} - P_{TOT(ÁNTES)}}{P_{TOT(ÁNTES)}} \times 100$$

$$\therefore \text{Variación} = \frac{5,70 - 3,00}{3,00} \times 100 \rightarrow \text{Variación} = 90\%$$

Cambios en la hipótesis de cargas.**Cargas de diseño para el método “ASD”.**

Para el diseño de los encofrados, la hipótesis de carga correspondiente a ésta metodología viene a ser: $\Sigma\gamma \cdot Q = D$

Cargas de diseño para el método “LRFD”.

Para el diseño de los encofrados, la hipótesis de carga correspondiente a ésta metodología viene a ser: $\Sigma\gamma \cdot Q = 1,4 \cdot D$

Evidenciándose que para usar el método LRFD la carga se debe incrementar en un 40% a lo que se usa en el método ASD.

4.2. EVALUACIÓN DE TENSIONES.**(PASANDO DEL MÉTODO “ASD” AL MÉTODO “LRFD”)****Tensiones de diseño para el método “ASD”.**

Para los ejemplos desarrollados con madera del Grupo B, según el método ASD:

- Para el diseño por **Flexión**: $f_m = 14700,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- Para el diseño por **Corte**: $f_v = 1176,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- Para el diseño por **Compresión Perpendicular**: $f_{c\perp} = 2744,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- Para el diseño por **Compresión Paralela**: $f_{c//} = 10780,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Tensiones de diseño para el método “LRFD”.

- Para el diseño por **Flexión**, el esfuerzo ajustado es:

$$F'_b = K_F \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_m = \left(\frac{2,16}{\phi_b} \right) \cdot \left(\frac{\phi_b \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot f_m \quad \rightarrow \quad F'_b = 1,04 \cdot f_m$$

El incremento de la tensión es de aproximadamente el **4%**.

- Para el diseño por **Corte**, el esfuerzo ajustado es:

$$F'_v = K_F \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_v = \left(\frac{2,16}{\phi_v} \right) \cdot \left(\frac{\phi_v \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot f_v \quad \rightarrow \quad F'_v = 1,04 \cdot f_v$$

El incremento de la tensión es de aproximadamente el **4%**.

- Para el diseño por **Compresión Paralela**, el esfuerzo ajustado es:

$$F'_{c//} = K_F \cdot \left(\frac{\phi_c \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot f_{c//} \quad ; \quad f_{c//} = N_{crit} = 0,822 \cdot \left(\frac{E_{min} \cdot A}{\lambda_g^2} \right)$$

$$F'_{c//} = K_F \cdot \left(\frac{\phi_c \cdot \lambda}{C_D} \right) \cdot N_{crit} = \left(\frac{2,16}{\phi_c} \right) \cdot \left(\frac{\phi_c \cdot 0,6}{1,25} \right) \cdot N_{crit} \quad \rightarrow \quad F'_{c//} = 1,04 \cdot N_{crit}$$

El incremento de la tensión es de aproximadamente el **4%**.

- Para el diseño por **Compresión Perpendicular**, el esfuerzo ajustado es:

$$F'_{c\perp} = K_F \cdot \phi_c \cdot \lambda \cdot f_{c\perp} = \left(\frac{1,875}{\phi_c} \right) \cdot \phi_c \cdot (0,6) \cdot f_{c\perp} \quad \rightarrow \quad F'_{c\perp} = 1,12 \cdot f_{c\perp}$$

El incremento de la tensión es de aproximadamente el **12%**.

4.3. CANTIDAD MATERIAL PARA ENCOFRADO DE MURO (2 CARAS).

Según la “ASD”:

Elemento N°	Descripción	(A)	(B)	(C)	(D)
		Escuadría (Sección)	Longitud [m]	Cant. de Elementos	(A)x(B)x(C)x0,273 [pies ²]
1	Tableros	1" x 8"	3,20	28	195,69
2	Costillas	2" x 4"	2,50	18	98,28
3	Carreras	2" x 4"	3,20	28	195,69
4	Puntales	3" x 3"	2,80	6	41,28
5	Estacas	2" x 2"	0,60	6	3,93
6	Separadores	2" x 2"	0,60	5	3,28
				TOTAL	538,14

Según la “LRFD”:

Elemento N°	Descripción	(A)	(B)	(C)	(D)
		Escuadría (Sección)	Longitud [m]	Cant. de Elementos	(A)x(B)x(C)x0,273 [pies ²]
1	Tableros	1" x 8"	3,20	28	195,69
2	Costillas	3" x 4"	2,50	18	147,42
3	Carreras	3" x 4"	3,20	28	293,53
4	Puntales	3" x 3"	2,80	6	41,28
5	Estacas	2" x 2"	0,60	6	3,93
6	Separadores	2" x 2"	0,60	5	3,28
				TOTAL	685,12

Realizando la comparación de las escuadrías resultantes del diseño según la ASD con los resultados del diseño según la LRFD, aclarando el hecho de que se mantuvieron las mismas disposiciones (separaciones) tanto para las Costillas como para las Carreras, para la LRFD existe un aumento en las escuadrías de las Costillas y Carreras, que van de 2"x4" a 3"x4". Por otro lado, las escuadrías y disposiciones de los demás elementos del encofrado no sufren modificación alguna.

La diferencia porcentual en la cantidad total de [pies²] resulta ser:

$$\Delta\% = \left(\frac{685,12 - 538,14}{538,14} \right) \cdot 100\% \rightarrow \Delta\% = 27,3\%$$

4.4. CANTIDAD MATERIAL PARA ENCOFRADO DE LOSA.

Según la “ASD”:

Elemento N°	Descripción	(A)	(B)	(C)	(D)
		Escuadría (Sección)	Longitud [m]	Cant. de Elementos	$(A) \times (B) \times (C) \times 0,273$ [pies ²]
1	Tableros	1" x 8"	1,00	6	13,10
2	Viguetas	2" x 4"	1,00	2	4,37
3	Largueros	3" x 4"	1,00	1	3,28
4	Puntales	3" x 3"	2,50	1	6,14
5	Bridas	1" x 3"	0,30	2	0,49
6	Arriostres Laterales	1" x 4"	1,00	1	1,09
7	Cuñas	2" x 4"	0,30	1	0,66
				TOTAL	29,13

Según la “LRFD”:

Elemento N°	Descripción	(A)	(B)	(C)	(D)
		Escuadría (Sección)	Longitud [m]	Cant. de Elementos	$(A) \times (B) \times (C) \times 0,273$ [pies ²]
1	Tableros	1" x 8"	1,00	6	13,10
2	Viguetas	2" x 4"	1,00	2	4,37
3	Largueros	3" x 4"	1,00	1	3,28
4	Puntales	3" x 3"	2,50	1	6,14
5	Bridas	1" x 3"	0,30	2	0,49
6	Arriostres Laterales	1" x 4"	1,00	1	1,09
7	Cuñas	2" x 4"	0,30	1	0,66
				TOTAL	29,13

Realizando la comparación de los resultados del diseño según la ASD con los resultados del diseño según la LRFD, en cuanto a escuadrías necesarias y disposiciones (separaciones) para los diferentes elementos del encofrado, se evidencia que no existe diferencia alguna al momento de escoger alguna de las dos metodologías. Es decir, la diferencia porcentual en la cantidad total de [pies²] resulta ser nula.

4.5. CANTIDAD MATERIAL PARA ENCOFRADO DE VIGA.

Según la “ASD”:

Elemento N°	Descripción	(A)	(B)	(C)	(D)
		Escuadría (Sección)	Longitud [m]	Cant. de Elementos	$(A) \times (B) \times (C) \times 0,273$ [pies ²]
1(a)	Tableros Laterales	1" x 8"	0,50	2	2,18
1(b)	Tableros Laterales	1" x 6"	0,50	2	1,64
2	Tablero de Fondo	1" x 20[cm]	0,50	1	1,08
3	Barrotes	1" x 3"	0,30	2	0,49
4	Carreras Bajas	2" x 2"	0,50	2	1,09
5	Piezas de aguante	2" x 2"	0,50	2	1,09
6	Travesaños	3" x 3"	0,80	1	1,97
7	Puntales	3" x 3"	2,30	1	5,65
8	Bridas	1" x 3"	0,30	2	0,49
9	Arriostres Laterales	1" x 4"	0,50	1	0,55
10	Cruzetas	1" x 3"	0,70	2	1,15
11	Cuñas	2" x 4"	0,30	1	0,66
TOTAL					18,03

Según la “LRFD”:

Elemento Nº	Descripción	(A)	(B)	(C)	(D)
		Escuadría (Sección)	Longitud [m]	Cant. de Elementos	(A)x(B)x(C)x0,273 [pies ²]
1(a)	Tableros Laterales	1" x 8"	0,50	2	2,18
1(b)	Tableros Laterales	1" x 6"	0,50	2	1,64
2	Tablero de Fondo	1" x 20[cm]	0,50	1	1,08
3	Barrotes	1" x 3"	0,30	2	0,49
4	Carreras Bajas	2" x 2"	0,50	2	1,09
5	Piezas de aguante	2" x 2"	0,50	2	1,09
6	Travesaños	3" x 3"	0,80	1	1,97
7	Puntales	3" x 3"	2,30	1	5,65
8	Bridas	1" x 3"	0,30	2	0,49
9	Arriostres Laterales	1" x 4"	0,50	1	0,55
10	Cruzetas	1" x 3"	0,70	2	1,15
11	Cuñas	2" x 4"	0,30	1	0,66
TOTAL					18,03

Realizando la comparación de los resultados del diseño según la ASD con los resultados del diseño según la LRFD, en cuanto a escuadrías necesarias y disposiciones (separaciones) para los diferentes elementos del encofrado, se evidencia que no existe diferencia alguna al momento de escoger alguna de las dos metodologías. Es decir, la diferencia porcentual en la cantidad total de [pies²] resulta ser nula.

4.6. CANTIDAD MATERIAL PARA ENCOFRADO DE COLUMNA.

Según la “ASD”:

Elemento Nº	Descripción	(A)	(B)	(C)	(D)
		Escuadría (Sección)	Longitud [m]	Cant. de Elementos	$(A) \times (B) \times (C) \times 0,273$ [pies ²]
1	Tableros	1" x 15[cm]	2,50	10	40,50
2	Horqueta	4" x 4"	0,85	14	51,98
3	Riostra Lateral	1" x 4"	0,75	28	22,93
4	Puntales	3" x 3"	2,80	4	27,52
5	Estacas	2" x 2"	0,60	4	2,62
				TOTAL	145,55

Según la “LRFD”:

Elemento Nº	Descripción	(A)	(B)	(C)	(D)
		Escuadría (Sección)	Longitud [m]	Cant. de Elementos	$(A) \times (B) \times (C) \times 0,273$ [pies ²]
1	Tableros	1" x 15[cm]	2,50	10	40,50
2	Horqueta	4" x 4"	0,85	16	59,40
3	Riostra Lateral	1" x 4"	0,75	32	26,21
4	Puntales	3" x 3"	2,80	4	27,52
5	Estacas	2" x 2"	0,60	4	2,62
				TOTAL	156,25

Realizando la comparación de las escuadrías resultantes del diseño según la ASD con los resultados del diseño según la LRFD, aclarando el hecho de que en ambas metodologías se mantuvo las escuadrías de los cercos (Horquetas y Riostras Laterales) y se adoptó posiciones idóneas para los mismos. Para la LRFD existe el incremento de un cerco adicional al calculado con la ASD, es decir, dos Horquetas y cuatro Riostras Laterales adicionales. Por otro lado, las escuadrías y disposiciones de los demás elementos del encofrado no sufren modificación alguna.

La diferencia porcentual en la cantidad total de [pies²] resulta ser:

$$\Delta\% = \left(\frac{156,25 - 145,55}{145,55} \right) \cdot 100\% \quad \rightarrow \quad \Delta\% = 7,4\%$$

4.7. CANTIDAD MATERIAL PARA ENCOFRADO DE ZAPATA AISLADA.

Según la “ASD”:

Unidad de medida (UM): $4x(1,60x0,50) = 3,20 \text{ [m}^2\text{]} \quad (4 \text{ caras})$

Elemento N°	Descripción	(A)	(B)	(C)	(D)
		Escuadría (Sección)	Longitud [m]	Cant. de Elementos	(A)x(B)x(C)x0,273 [pies ²]
1	Tableros	1" x 6"	1,60	16	41,93
2	Costillas	2" x 3"	0,50	16	13,10
3	Carreras	2" x 3"	1,60	8	20,97
4	Puntales	2" x 3"	0,80	16	20,97
5	Estacas	2" x 2"	0,60	16	10,48
6	Refuerzo Superior	2" x 3"	1,00	4	6,55
				TOTAL	114,00

Según la “LRFD”:

Unidad de medida (UM): $4x(1,60x0,50) = 3,20 \text{ [m}^2\text{]} \quad (4 \text{ caras})$

Elemento N°	Descripción	(A)	(B)	(C)	(D)
		Escuadría (Sección)	Longitud [m]	Cant. de Elementos	(A)x(B)x(C)x0,273 [pies ²]
1	Tableros	1" x 6"	1,60	16	41,93
2	Costillas	2" x 3"	0,50	16	13,10
3	Carreras	2" x 3"	1,60	8	20,97
4	Puntales	2" x 3"	0,80	16	20,97
5	Estacas	2" x 2"	0,60	16	10,48
6	Refuerzo Superior	2" x 3"	1,00	4	6,55
				TOTAL	114,00

Realizando la comparación de los resultados del diseño según la ASD con los resultados del diseño según la LRFD, en cuanto a escuadrías necesarias y disposiciones (separaciones) para los diferentes elementos del encofrado, se evidencia que no existe diferencia alguna al momento de escoger alguna de las dos metodologías. Es decir, la diferencia porcentual en la cantidad total de [pies²] resulta ser nula.

4.8. CANTIDAD MATERIAL PARA ENCOFRADO DE ESCALERA.

Según la “ASD”:

Unidad de medida (UM): $(4,00 \times 0,90) + 2 \times (4,00 \times 0,28) + 13 \times (0,90 \times 0,18) = 7,95 \text{ [m}^2\text{]}$

Elemento N°	Descripción	(A)	(B)	(C)	(D)
		Escuadría (Sección)	Longitud [m]	Cant. de Elementos	(A)x(B)x(C)x0,273 [pies ²]
1	Tableros de Fondo	1" x 8"	4,00	5	43,68
2(a)	Tableros Laterales	1" x 8"	4,00	2	17,47
2(b)	Tableros Laterales	1" x 4"	4,00	2	8,74
3	Tableros de Contrahuella	1" x 8"	0,90	13	25,55
4	Barrotes de Fijación	2" x 2"	0,12	26	3,41
5	Riostra de Fijación	2" x 2"	4,00	1	4,37
6	Bridas de Fijación	1" x 4"	0,30	13	4,26
7	Sopandas	3" x 4"	1,20	7	27,52
8(a)	Puntales	3" x 3"	2,00	6	29,48
8(b)	Puntales	3" x 3"	1,00	2	4,91
9	Cuñas	2" x 4"	0,25	12	6,55
10	Riostras Transversales	2" x 4"	1,40	2	6,12
11	Riostras Longitudinales	2" x 4"	0,70	4	6,12
				TOTAL	188,17

Según la “LRFD”:

Unidad de medida (UM): $(4,00 \times 0,90) + 2 \times (4,00 \times 0,28) + 13 \times (0,90 \times 0,18) = 7,95 \text{ [m}^2\text{]}$

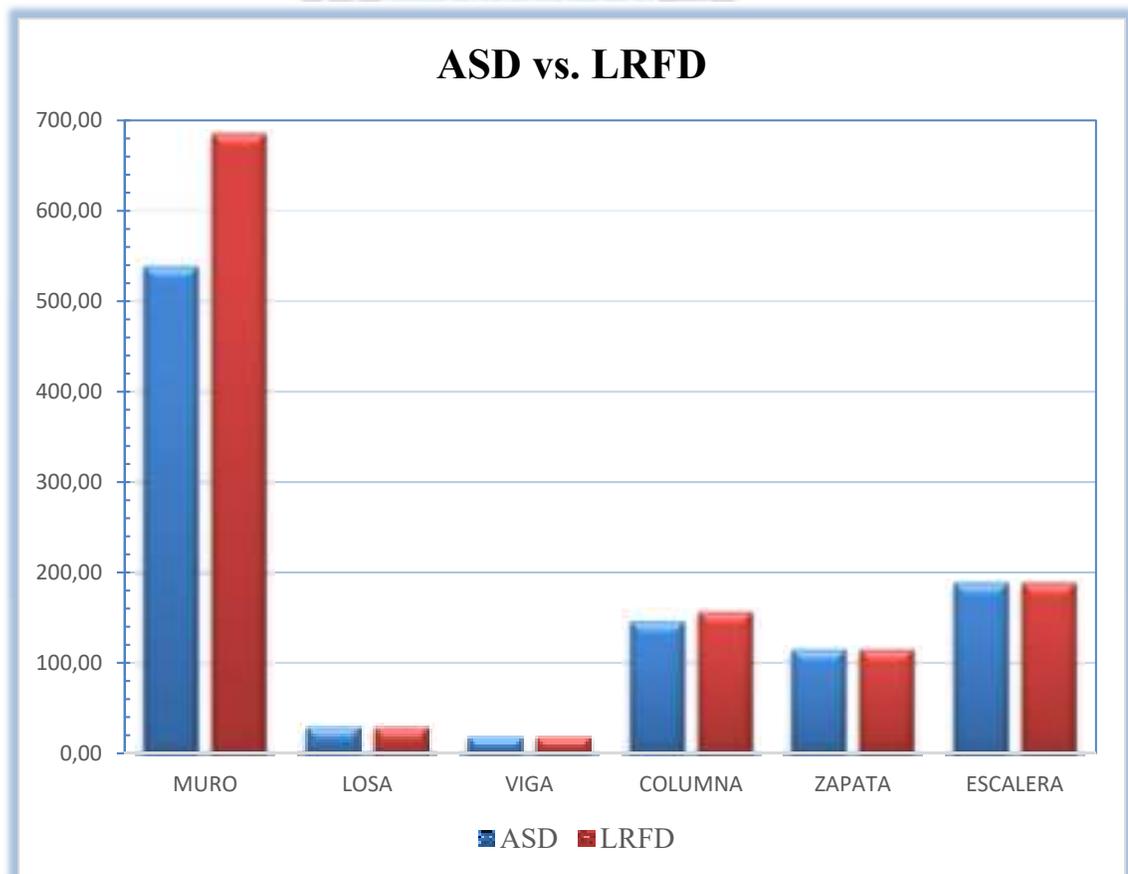
Elemento N°	Descripción	(A)	(B)	(C)	(D)
		Escuadría (Sección)	Longitud [m]	Cant. de Elementos	$(A) \times (B) \times (C) \times 0,273$ [pies ²]
1	Tableros de Fondo	1" x 8"	4,00	5	43,68
2(a)	Tableros Laterales	1" x 8"	4,00	2	17,47
2(b)	Tableros Laterales	1" x 4"	4,00	2	8,74
3	Tableros de Contrahuella	1" x 8"	0,90	13	25,55
4	Barrotes de Fijación	2" x 2"	0,12	26	3,41
5	Riostra de Fijación	2" x 2"	4,00	1	4,37
6	Bridas de Fijación	1" x 4"	0,30	13	4,26
7	Sopandas	3" x 4"	1,20	7	27,52
8(a)	Puntales	3" x 3"	2,00	6	29,48
8(b)	Puntales	3" x 3"	1,00	2	4,91
9	Cuñas	2" x 4"	0,25	12	6,55
10	Riostras Transversales	2" x 4"	1,40	2	6,12
11	Riostras Longitudinales	2" x 4"	0,70	4	6,12
				TOTAL	188,17

Realizando la comparación de los resultados del diseño según la ASD con los resultados del diseño según la LRFD, en cuanto a escuadrías necesarias y disposiciones (separaciones) para los diferentes elementos del encofrado, se evidencia que no existe diferencia alguna al momento de escoger alguna de las dos metodologías. Es decir, la diferencia porcentual en la cantidad total de [pies²] resulta ser nula.

4.9. RESUMEN DE LA CANTIDAD DE MADERA PARA ENCOFRADOS.

Plasmando los resultados anteriores de cantidades de material en un gráfico, se tiene:

	[pies ²] según la ASD	[pies ²] según la LRFD	Variación Δ [%]
MURO	538,14	685,12	27,3
LOSA	29,13	29,13	0,0
VIGA	18,03	18,03	0,0
COLUMNA	145,55	156,25	7,4
ZAPATA	114,00	114,00	0,0
ESCALERA	188,17	188,17	0,0



CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES.

CONCLUSIONES GENERALES.

En cuanto a los criterios adecuados para el cálculo de las presiones horizontales, el considerar un empuje horizontal hidrostático del hormigón sobredimensiona los empujes, además que el endurecimiento del hormigón o el “efecto silo” bloquean el valor del empuje a partir de cierta profundidad límite, por ello, todos los métodos suponen una presión hidrostática que se bloquea con una presión límite.

Cada metodología supone una hipótesis de partida que hay que comprobar.

La velocidad de hormigonado “R” es un factor crítico a considerar para no sobrepasar los empujes, pero además la temperatura “T”, la consistencia del hormigón, así como la vibración suponen factores de primer orden en el empuje.

Además, por todo lo investigado, se concluye que NO EXISTE un método universalmente reconocido para calcular el empuje horizontal del hormigón.

Realizando una comparación general y un análisis de las expresiones utilizadas dentro de la metodología ASD y LRFD, y relacionando los parámetros comunes, como son los “Valores de Diseño de Referencia”, se pudo encontrar satisfactoriamente nuevas expresiones mediante las cuales se pueda hacer la transición de la metodología ASD a la metodología LRFD, y aunque no son expresiones complejas, evidentemente es más fácil utilizar la metodología ASD porque los valores de “tensiones de diseño” se las usa directamente en los cálculos sin ninguna afectación de algún factor.

Para el análisis y diseño de los diferentes elementos de madera que constituyen los encofrados, se pudo cumplir los requerimientos y especificaciones de resistencia y serviciabilidad descritos en el código “*ACI 347-14 Guide to Formwork for Concrete*”, siguiendo los lineamientos de diseño expuestos en las diferentes documentaciones de la “*American Wood Council*”, para una correcta aplicación de las metodologías ASD y LRFD, adecuando a la vez los diferentes valores presentados en el “*Manual para diseño de maderas del Grupo Andino*”, que es justamente el texto de referencia para el diseño de estructuras de madera en Bolivia.

Se evidencia que hay una considerable diferencia de magnitudes con respecto a los “antiguos” y “nuevos” criterios que se utilizaban en la determinación de cargas verticales de diseño, tanto así que se habla de una diferencia de hasta un 90%. Para un mejor entendimiento de lo mencionado, antiguamente a la carga muerta del hormigón vaciado se le sumaba una “Sobrecarga de impacto de otras cargas” igual al 25% de la carga muerta, y en la actualidad las normativas como la ACI 347 y recomendaciones de especialistas establecen que a la carga muerta del hormigón vaciado deben sumársele mínimamente 0,5 [kN/m²] por “Carga muerta estimada del material de encofrado (CE_{MÍN})” y 2,4 [kN/m²] por “Carga viva de trabajadores, herramientas y equipo (CV_{MÍN})”, por tanto queda claro que antiguamente en éste medio se subdimensionaban las estructuras para encofrados horizontales a partir de la concepción de cargas y que el asumir estos los valores establecidos en la normativa ACI 347 y respaldados por diferentes especialistas en el tema específico de “Diseño de Encofrados”, son valores no solo **ACEPTABLES** sino también **ACONSEJABLES**, que guardan un margen de seguridad adecuado al momento de asumir valores de cargas para el diseño de encofrados horizontales. También es importante resaltar, que si bien en el diseño de cada elemento estructural realizado se buscaba una sección adecuada y la más económica (menor sección), se tuvo siempre presente que al tratarse de estructuras temporales no es tan riguroso la selección de escuadrías y disposiciones, por el hecho de que en este caso debe primar más el criterio constructivo para el momento de su construcción y su puesta en obra.

Haciendo referencia a la verificación de los Puntales al pandeo, para todos los elementos estructurales en general, se aprecia que el método ASD proporciona una mayor exigencia que método LRFD, esto debido a que el “*Manual para diseño de maderas del Grupo Andino*” pone el peso de definir si un determinado puntal es apto o no, sobre el factor de seguridad $k=2,5$ (valor de consideración) que se le aplica a la “Carga crítica de pandeo de Euler (N_{crit})” para la obtención de la “Carga axial máxima admisible (N_{adm})”, mientras que el método LRFD distribuye racionalmente ésta decisión sobre los diferentes factores de ajuste (K_F , ϕ_c , λ y C_D) para el cálculo de la “Carga de pandeo ajustada (N')”. Para entenderlo mejor, por ejemplo, sobre los puntales de la losa diseñada:

$$\text{Según el método ASD: } N_{d-ASD} \leq N_{adm} \rightarrow 5,70 \leq 6,90 \text{ [kN]} \checkmark$$

$$\text{Según el método LRFD: } N_{d-LRFD} \leq N' \rightarrow 7,98 \leq 17,87 \text{ [kN]} \checkmark$$

De todas formas, se evidencia que, al ser el Puntal el último elemento de diseño, tanto su dimensionamiento como su disposición, prácticamente están definidos por las disposiciones de los elementos superiores que los Puntales sustentan.

Tras la evaluación de los resultados reflejados en las planillas de cantidades de material de cada encofrado calculados bajo la ASD y la LRFD, se concluye que no existe una variación sustancial, de hecho, ambas metodologías llevan en la mayoría de los casos a una misma escuadría y disposición (espaciamiento), y si tuviera que aplicarse la metodología LRFD uno podría tener la seguridad de que en el caso más desfavorable no existirá un incremento significativo en la cantidad de material.

Si bien, a lo largo del diseño de los diferentes elementos de hormigón armado se aprecia que no hay una diferencia notoria entre ambas metodologías al momento de definir escuadrías y posiciones constructivas, sin embargo, debe tenerse presente que, si se tratase el caso de una edificación de varias plantas, el enfoque de la LRFD podría dar eficiencias significativas. Para aplicaciones con numerosos elementos estructurales, podría resultar en un ahorro sustancial. Finalmente, mediante el presente trabajo, se pudo mostrar en detalle, de forma didáctica y ordenada (algoritmo sencillo), la manera de realizar el diseño de encofrados de madera de los diversos elementos estructurales de hormigón armado comúnmente presentes en una edificación, tanto por el método (clásico) ASD como por el método (relativamente nuevo) LRFD, siguiendo las concepciones y lineamientos expuestos en los diversos documentos del “*American Wood Council*”, cumpliendo todos los requerimientos prescritos en la norma para encofrados “*ACI 347-14 Guide to Formwork for Concrete*”, utilizando además los valores referenciales presentados en el “*Manual para diseño de maderas del Grupo Andino*”.

CONCLUSIONES ESPECÍFICAS.

❖ ENCOFRADO DE ZAPATAS Y MUROS.

- Al tener las zapatas y muros los mismos componentes para su encofrado, y por ende los mismos criterios de diseño, en zapatas, al ser la altura de vaciado “pequeña”, se evidencia que es indiferente la metodología que se aplique (ASD o LRFD), pero a medida que la altura de vaciado se incrementa, como es el caso de muros, el método ASD da como resultado un encofrado más económico (menos material) con respecto al método LRFD, variando alrededor del 27%.

- Ya que tanto la metodología ASD como LRFD, en el análisis de la deflexión responden a un análisis en un estado en servicio, se evidencia que el diseño de encofrado para zapatas y muros, está regido por dos factores que son: 1) Las exigencias y limitaciones en la deflexión máxima de sus elementos constituyentes; y 2) Los criterios y recomendaciones constructivas (valores modulares).

❖ **ENCOFRADO DE LOSAS Y ESCALERAS.**

- El diseño de encofrado para losas y escaleras, tanto por el método ASD como LRFD nos llevan a un mismo resultado de escuadrías y espaciamientos de los diferentes elementos constituyentes.
- En el proceso de cálculo, el diseño de encofrado para losas y escaleras por el método LRFD resulta ser algo más exigente que el método ASD en todo el proceso de cálculo, pero aún así, no se aprecia diferencias considerables o notorias al momento de definir un elemento. Por ejemplo, en una losa se evidencia que sí, inicialmente por flexión en el método ASD se necesita disponer Viguetas con una separación menor a 1,37 [m], por el otro lado, según el método LRFD debería ser una separación menor a 1,18 [m].
- Ya que tanto la metodología ASD como LRFD, en el análisis de la deflexión responden a un análisis en un estado en servicio, se evidencia que el diseño de encofrado para losas y escaleras, está regido por dos factores que son: 1) Las exigencias y limitaciones en la deflexión máxima de sus elementos constituyentes; y 2) Los criterios y recomendaciones constructivas (valores modulares).
- En cuanto al cálculo de la disposición de Puntales, tanto el método ASD como LRFD proporciona una disposición muy similar y que al momento de definir constructivamente estas diferencias ya no se llegan a apreciar. Por ejemplo, para una losa se evidencia que sí, inicialmente por flexión en el método ASD se necesita disponer Puntales con una separación menor a 1,50 [m], por el otro lado, según el método LRFD debería ser una separación menor a 1,36 [m].

❖ **ENCOFRADO DE VIGA.**

- El diseño de encofrado para vigas, tanto por el método ASD como LRFD nos llevan a un mismo resultado de escuadrías y espaciamientos de los diferentes elementos constituyentes. Si bien el diseño de encofrado para vigas por el método LRFD resulta ser

algo más exigente que el método ASD en todo el proceso de cálculo, pero aun así no se aprecia diferencias considerables o notorias al momento de definir un elemento. Por ejemplo, se evidencia que sí, inicialmente por flexión en el método ASD se necesita disponer los Travesaños y sus respectivos Puntales a una separación menor a 87 [cm], por el otro lado, según el método LRFD debería ser una separación menor a 79 [cm].

- Debido a que, tanto la metodología ASD como LRFD, en el análisis de la deflexión responden a un análisis en un estado en servicio, se evidencia que el diseño de encofrado para vigas, está regido por dos factores que son: 1) Las exigencias y limitaciones en la deflexión máxima de sus elementos constituyentes; y 2) Los criterios y recomendaciones constructivas (valores modulares).

❖ ENCOFRADO DE COLUMNA.

- El diseño de encofrado para columnas, por el método ASD da como resultado un encofrado más económico (menos material) con respecto al método LRFD, con una variación alrededor del 7%. Por ejemplo, se evidencia que, por el método ASD se definió el uso de 7 Barrotes, y con el método LRFD se ve necesario 8 Barrotes.
- Se aprecia que, para realizar el diseño de Barrotes, es necesario tener presentes los criterios constructivos, debido a que independientemente de la metodología que se use, es necesario plantear una disposición tentativa para los Barrotes.
- En el proceso de cálculo, el diseño de encofrado para columnas por el método LRFD resulta ser algo más exigente que el método ASD. Por ejemplo, se evidencia que sí, inicialmente por corte en el método ASD se necesita disponer Barrotes con una separación menor a 52 [cm], por el otro lado, según el método LRFD debería ser una separación menor a 39 [cm].
- Ya que tanto la metodología ASD como LRFD, en el análisis de la deflexión responden a un análisis en un estado en servicio, se evidencia que el diseño de encofrado para columnas, está regido por dos factores que son: 1) Las exigencias y limitaciones en la deflexión máxima de sus elementos constituyentes; y 2) Los criterios y recomendaciones constructivas (valores modulares) para no tener inconvenientes al momento de su construcción.

5.2. RECOMENDACIONES.

Recomendaciones metodológicas.

Para el adecuado diseño de una estructura de madera (aserrada), en general, se recomienda conocer bien las propiedades físicas y mecánicas del espécimen que vaya a ser utilizado para no subdimensionarla o sobredimensionarla.

Para el diseño de estructuras de madera en general, puntualmente para estructuras en nuestro medio, es recomendable utilizar con preferencia la metodología ASD por el hecho de que los valores que se presentan en el *“Manual para diseño de maderas del Grupo Andino”* ya están adecuados para su uso directo dentro de esta metodología.

Dentro del diseño de los encofrados de madera es muy normal, adicionalmente, contemplar también el uso de tableros contrachapados (Plywood), y si fuera el caso, las concepciones y lineamientos desarrollados tanto de la metodología ASD como LRFD siguen siendo los mismos, por lo que se recomienda revisar la bibliografía adjunta a este trabajo, además de solicitarle al proveedor las especificaciones técnicas (dimensiones, peso, resistencias, etc.) del producto.

Recomendaciones académicas.

Es menester que tanto los profesionales inmersos en la construcción como el mismo colectivo educativo en general vaya actualizando los contenidos y métodos de enseñanza para el diseño de estructuras de madera, y debido a la influencia americana que existe en nuestro medio, darle el seguimiento a la norma *“National Design Specification (NDS)”*, haciendo énfasis principalmente en las especificaciones del LRFD, esto para lograr incorporarlo como otro método alternativo de diseño dentro de la ingeniería estructural.

Se recomienda realizar también un estudio sobre el diseño de uniones en estructuras de madera mediante las metodologías ASD y LRFD, siguiendo las concepciones, lineamientos y especificaciones de la *“National Design Specification (NDS)”* y la *“American Wood Council”*, adecuando además los diferentes valores presentados en el *“Manual para diseño de maderas del Grupo Andino”*.

Recomendaciones prácticas.

Ante la aparición de encofrados metálicos, plásticos, etc. Para obras de hasta mediana magnitud aún es recomendable el uso de un sistema de encofrado de madera (tradicional) porque en nuestro medio resulta ser un material accesible y económico.

También es recomendable contar con mano de obra especializada, que sea capaz de elaborar los encofrados de una manera eficaz, para que estos no fallen o vayan a presentar deformaciones no deseadas a la hora del vaciado.

Es sumamente importante conocer los periodos de tiempo para desmoldar los encofrados en función del tipo de elemento estructural de hormigón, así como la aplicación de desmoldantes en los moldajes para evitar daños en el hormigón.

Por último, no solo es recomendable sino también menester la elaboración de una guía nacional, aprobada por las instancias y entidades correspondientes, que abarque no solo la temática de encofrados de madera, sino también de las buenas y correctas prácticas en el diseño, construcción y emplazamiento de encofrados en general, por lo que, este trabajo puede ser utilizado como un documento base o un aporte importante hacia la elaboración de la mencionada guía nacional, esto para dejar de lado la construcción empírica o emplazamiento de un encofrado prefabricado únicamente a criterio.

CAPÍTULO 6

BIBLIOGRAFÍA

- ✓ Alan Williams. ***“Structural Engineering Reference Manual”***
Copyrighted by Professional Publications, Inc. (PPI), 9th Edition – 2018

- ✓ “American Concrete Institute” Committee 347. ***“ACI 347-14 Guide to Formwork for Concrete”***
Copyright by “American Concrete Institute”, 2014 Edition

- ✓ “American Wood Council”. ***“2015/2018 Structural Wood Design Examples”***
Copyright by “American Wood Council”, 2019 Edition

- ✓ “American Wood Council”. ***“MANUAL for Engineered Wood Construction”***
Copyright by “American Wood Council”, 2018 Edition (First version)

- ✓ “American Wood Council”. ***“National Design Specification (NDS) for Wood Construction”***
Copyright by “American Wood Council”, 2018 Edition

- ✓ Dan L. Wheat & Steven M. Cramer. ***“Structural Wood Design Solved Example Problems – ASD/LRFD”***
Copyright by “American Forest & Paper Association”, 2005

- ✓ Donald E. Breyer, Kenneth J. Fridley, Kelly E. Cobeen & David G. Pollock. ***“Design of Wood Structures ASD/LRFD”***
Copyright by McGraw-Hill Companies, 6th Edition – 2007

- ✓ Douglas Vásquez Montoya, Reyna Olivas Medina y Glenda Solís Moreno. **“Diseño de una edificación de madera por el método de resistencia última”**
Universidad Nacional de Ingeniería, Managua - Nicaragua, febrero 2008.

- ✓ Junta del Acuerdo de Cartagena PADT-REFORT. **“Cartilla de Construcción con madera”**
Copyright by Junta del Acuerdo de Cartagena, 1ra Edición – 1980

- ✓ Junta del Acuerdo de Cartagena PADT-REFORT. **“Manual de diseño para maderas del Grupo Andino”**
Copyright by Junta del Acuerdo de Cartagena, 4ta Edición – 1984

- ✓ Junta del Acuerdo de Cartagena PADT-REFORT. **“Tablas de propiedades Físicas y Mecánicas de la madera de 20 especies de Bolivia”**
Copyright by Junta del Acuerdo de Cartagena, 1ra Edición – 1981

- ✓ Mary K. Hurd. **“Formwork for Concrete”**
Copyright by “American Concrete Institute”, 7th Edition – 2004

- ✓ Peter S.McAdam & Geoffrey Jee. **“FORMWORK a practical guide”**
This edition published in the Taylor & Francis e-Library, 2010

- ✓ Raúl Machicado Dick. **“Curso de construcciones de madera”**
UMSA-Facultad de ingeniería, 1971

- ✓ Robert L. Peurifoy & Garold D. Oberlender. **“Formwork for Concrete Structures”**
Copyright by McGraw-Hill Companies, 4th Edition – 2011

- ✓ Páginas de Internet

ANEXOS

Anexo 1: Magnitudes y unidades fundamentales de cada Sistema de Unidades.

Sistema Internacional de Unidades (S.I.)		
Magnitud	Unidad	Símbolo
Longitud	metro	m
Masa	kilogramo	kg
Tiempo	segundo	s
Temperatura	kelvin	K
Intensidad de corriente	ampere	A
Intensidad Luminosa	candela	cd
Cantidad de sustancia	mol	mol
Sistema MKS		
Magnitud	Unidad	Símbolo
Longitud	metro	m
Masa	kilogramo	kg
Tiempo	segundo	s
Sistema CGS		
Magnitud	Unidad	Símbolo
Longitud	centimetro	cm
Masa	gramo	g
Tiempo	segundo	s
Sistema Técnico Métrico		
Magnitud	Unidad	Símbolo
Longitud	metro	m
Fuerza	kilogramo-fuerza	kg _f
Tiempo	segundo	s
Sistema Inglés Absoluto		
Magnitud	Unidad	Símbolo
Longitud	pie (foot)	ft
Masa	libra	lb
Tiempo	segundo	s

Anexo 1: Magnitudes y unidades fundamentales de cada Sistema de Unidades
(continuación).

Sistema Inglés Técnico		
Magnitud	Unidad	Símbolo
Longitud	pie (foot)	ft
Fuerza	libra-fuerza	lb _f
Tiempo	segundo	s

Fuente: “Física mecánica” de Alfredo Alvarez C. & Eduardo Huayta C.

Anexo 2: Prefijos.

Prefijo	Símbolo	Potencia de 10	Factor
yotta	Y	10 ²⁴	1 000 000 000 000 000 000 000 000
zetta	Z	10 ²¹	1 000 000 000 000 000 000 000
exa	E	10 ¹⁸	1 000 000 000 000 000 000
peta	P	10 ¹⁵	1 000 000 000 000 000
tera	T	10 ¹²	1 000 000 000 000
giga	G	10 ⁹	1 000 000 000
mega	M	10 ⁶	1 000 000
kilo	k	10 ³	1 000
hecto	h	10 ²	100
deca	da	10	10
deci	d	10 ⁻¹	0,1
centi	c	10 ⁻²	0,01
mili	m	10 ⁻³	0,001
micro	μ	10 ⁻⁶	0,000 001
nano	n	10 ⁻⁹	0,000 000 001
pico	p	10 ⁻¹²	0,000 000 000 001
femto	f	10 ⁻¹⁵	0,000 000 000 000 001
atto	a	10 ⁻¹⁸	0,000 000 000 000 000 001
septo	z	10 ⁻²¹	0,000 000 000 000 000 000 001
yocto	y	10 ⁻²⁴	0,000 000 000 000 000 000 000 001

Fuente: “Física mecánica” de Alfredo Alvarez C. & Eduardo Huayta C.

Anexo 3: Factores de conversión.

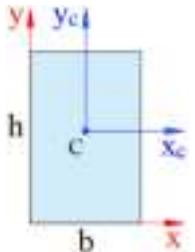
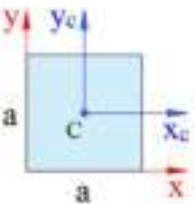
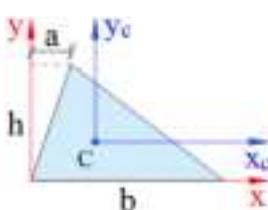
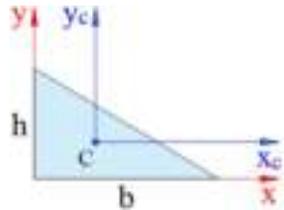
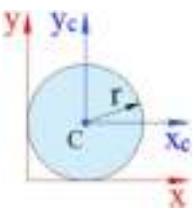
Longitud	
1 [m] = 100 [cm] = 1000 [mm]	1 [pie] = 17 [pulg] = 30,48 [cm]
1 [km] = 1000 [m]	1 [pulg] = 2,54 [cm]
1 [milla terr] = 1609 [m]	1 [yarda] = 3 [pie]
1 [milla mar] = 1852 [m]	1 [yarda] = 91,44 [cm]
1 [año luz] = 9,46x10 ¹⁵ [m]	1 [vara] = 0,866 [m]
1 [parsec] = 3,084x10 ¹⁶ [m]	1 [braza] = 6 [pie] = 1,828 [m]
1 [micrón] = 10 ⁻⁶ [m]	1 [legua] = 5555 [m] = 5 [km]
1 [Å] (angstrom) = 10 ⁻¹⁰ [m]	1 [UA] = 1,496x10 ¹¹ [m]
Ángulo	
1 [radián] = 57,3°	1' = 2,91x10 ⁻⁴ [rad]
1° = 1,74x10 ⁻² [rad]	1" = 4,85x10 ⁻⁶ [rad]
Masa	
1 [kg] = 1000 [g] = 2,205 [lb]	1 [onza troy] = 31,1035 [g]
1 [lb] = 453,6 [g] = 16 [onzas]	1 [lb troy] = 0,375 [kg]
1 [onza] = 28,35 [g]	1 [UTM] = 9,8 [kg] = 21,61 [lb]
1 [slug] = 14,59 [kg]	1 [ton. corta] = 2000 [lb]
1 [qq] = 100 [lb]	1 [ton. corta] = 20 [qq]
1 [qq] = 45,36 [kg] = 4 @	1 [ton. larga] = 2240 [lb]
1 @ = 11,34 [kg] = 25 [lb]	1 [ton. métrica] = 1000 [kg]
1 [quilate métrico] = 2x10 ⁻⁴ [kg]	1 [uma] = 1,6604x10 ⁻²⁷ [kg]
Volumen	
1 [ml] = 1 [cm ³] = 1 [cc]	1 [barril] = 159 [litros]
1 [litro] = 1000 [cm ³] = 61 [pulg ³]	1 [galón USA] = 3,785 [litros]
1 [m ³] = 10 ⁶ [cm ³] = 10 ³ [litros]	1 [galón Ing] = 4,546 [litros]
1 [pie ³] = 28,32 [litros] = 1,728 [pulg ³]	1 [pinta] = 0,473 [litros]
Superficie	
1 [m ²] = 10 ⁴ [cm ²]	1 [acre] = 43600 [pie ²]
1 [pulg ²] = 6,452 [cm ²]	1 [acre] = 0,405 [ha] (hectárea)
1 [pie ²] = 9,29x10 ⁻² [m ²]	1 [ha] = 1 [hm ²]

Anexo 3: Factores de conversión (continuación).

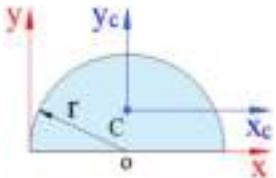
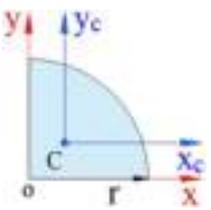
Fuerza	
1 [N] = 10^5 [din] = 0,225 [lbf]	1 [lbf] = 453,6 [gf] = 4,448 [N]
1 [N] = 7,235 [pdl] (poundal)	1 [lbf] = 32,17 [pdl]
1 [kgf] = 9,8 [N] = 2,205 [lbf]	1 [N] = 0,102 [kp] = 0,225 [lbf]
Energía, Trabajo	
1 [Joule] = 10^7 [erg] = 1 [Watt·s]	1 [kW·h] = $3,6 \times 10^6$ [J]
1 [cal] = 4,186 [J] (joule)	1 [kW·h] = 860 [kcal]
1 [BTU] = 252 [cal] = 1055 [J]	1 [lbf·pie] = 1,356 [J]
1 [BTU] = 778 [lbf·pie]	1 [kgf·m] = 9,8 [J]
Temperatura	
K = 273,1 + °C	°C = $5/9 \cdot (°F - 32)$
Potencia	
1 [kW] = 1000 [W] (watts)	1 [C.V.] = 735 [W]
1 [H.P.] = 746 [W] = 2545 [BTU/h]	1 [C.V.] = 75 [kgf·m/s]
1 [H.P.] = 550 [lbf·pie/s]	1 [BTU/h] = 0,293 [W]
1 [H.P.] = 76 [kgf·m/s]	1 [cal/s] = 3,087 [lbf·pie/s]
Presión	
1 [atm] = $1,0132 \times 10^5$ [Pa]	1 [cmHg] = 1333 [Pa]
1 [atm] = 760 [mmHg]	1 [bar] = 10^6 [dina/cm ²]
1 [atm] = 14,7 [lb/pulg ³]	1 [Pa] = 1 [N/m ²] = 10 [dina/cm ²]
1 [lb/pulg ²] = 27,68 [pulgH ₂ O]	1 [lb/pulg ²] = 5,171 [cmHg]

Fuente: Elaboración propia. Basada en datos del texto “Física mecánica” de Alfredo Alvarez C. & Eduardo Huayta C.

Anexo 4: Propiedades de las secciones transversales más comunes.

1	RECTÁNGULO		$\tilde{x} = \frac{b}{2}$ $\tilde{y} = \frac{h}{2}$ $I_x = \frac{b \cdot h^3}{3}$ $I_y = \frac{h \cdot b^3}{3}$ $I_{x_c} = \frac{b \cdot h^3}{12}$ $I_{y_c} = \frac{h \cdot b^3}{12}$
2	CUADRADO		$\tilde{x} = \frac{a}{2}$ $\tilde{y} = \frac{a}{2}$ $I_x = I_y = \frac{a^4}{3}$ $I_{x_c} = I_{y_c} = \frac{a^4}{12}$
3	TRIÁNGULO		$\tilde{x} = \frac{a+b}{3}$ $\tilde{y} = \frac{h}{3}$ $I_x = \frac{b \cdot h^3}{12}$ $I_{x_c} = \frac{b \cdot h}{12} \cdot (b^2 + a \cdot b + a^2)$ $I_{x_c} = \frac{b \cdot h^3}{36}$ $I_{y_c} = \frac{b \cdot h}{36} \cdot (b^2 - a \cdot b + a^2)$
4	TRIÁNGULO RECTÁNGULO		$\tilde{x} = \frac{b}{3}$ $\tilde{y} = \frac{h}{3}$ $I_x = \frac{b \cdot h^3}{12}$ $I_y = \frac{h \cdot b^3}{12}$ $I_{x_c} = \frac{b \cdot h^3}{36}$ $I_{y_c} = \frac{h \cdot b^3}{36}$
5	CÍRCULO		$\tilde{x} = \tilde{y} = r$ $I_x = I_y = \frac{5}{4} \cdot \pi \cdot r^4$ $I_{x_c} = I_{y_c} = \frac{\pi \cdot r^4}{4}$

Anexo 4: Propiedades de las secciones transversales más comunes (continuación).

6	SEMICÍRCULO		$\tilde{x} = r \quad I_x = \frac{1}{8} \cdot \pi \cdot r^4$ $\tilde{y} = \frac{4 \cdot r}{3 \cdot \pi} \quad I_y = \frac{5}{8} \cdot \pi \cdot r^4$ $I_{x_c} = \frac{(9 \cdot \pi^2 - 64)}{72 \cdot \pi} \cdot r^4 \approx 0,1098 \cdot r^4$ $I_{y_c} = \frac{1}{8} \cdot \pi \cdot r^4$
7	1/4 DE CÍRCULO		$\tilde{x} = \tilde{y} = \frac{4 \cdot r}{3 \cdot \pi} \quad I_x = I_y = \frac{1}{16} \cdot \pi \cdot r^4$ $I_{x_c} = I_{y_c} = \frac{(9 \cdot \pi^2 - 64)}{144 \cdot \pi} \cdot r^4$ $I_{x_c} = I_{y_c} \approx 0,0548 \cdot r^4$

Fuente: Elaboración propia.

Donde:

C = Centro de gravedad;

o = Origen de la circunferencia;

r = Radio del círculo;

\tilde{x} , \tilde{y} = Distancias al centro de gravedad;

I_x , I_y = Momentos de inercia con respecto a los ejes x-y respectivamente;

I_{x_c} , I_{y_c} = Momentos de inercia con respecto a los ejes x_c - y_c respectivamente.

Anexo 5: Propiedades de escuadría.

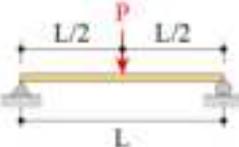
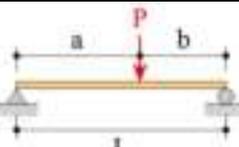
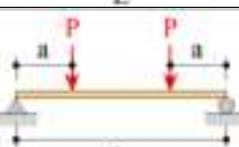
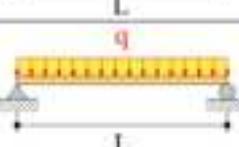
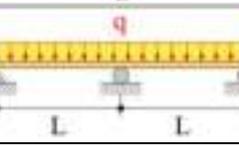
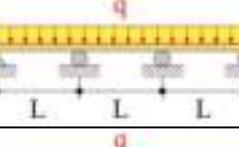
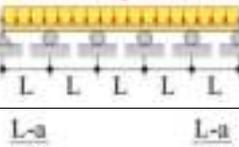
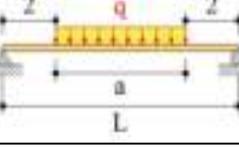
Dimensiones		Área (real) [cm ²]	Eje X		Eje Y		[m ³] de madera por [m] [m ³ /m]	Peso por [m]		
Real b x d [cm]	Equivalente Comercial b x d [pulg]		I _x [cm ⁴]	S _x [cm ³]	I _y [cm ⁴]	S _y [cm ³]		GRUPO		
								A [kg/m]	B [kg/m]	C [kg/m]
1,5 x 2,0	3/4 x 1	3,0	1,0	1,0	0,6	0,8	0,00048	0,33	0,30	0,27
1,5 x 4,0	3/4 x 2	6,0	8,0	4,0	1,1	1,5	0,00097	0,66	0,60	0,54
1,5 x 6,5	3/4 x 3	9,8	34,3	10,6	1,8	2,4	0,00145	1,07	0,98	0,88
1,5 x 9,0	3/4 x 4	13,5	91,1	20,3	2,5	3,4	0,00194	1,49	1,35	1,22
1,5 x 14,0	3/4 x 6	21,0	343,0	49,0	3,9	5,3	0,00290	2,31	2,10	1,89
1,5 x 19,0	3/4 x 8	28,5	857,4	90,3	5,3	7,1	0,00387	3,14	2,85	2,57
1,5 x 24,0	3/4 x 10	36,0	1728,0	144,0	6,8	9,0	0,00484	3,96	3,60	3,24
1,5 x 29,0	3/4 x 12	43,5	3048,6	210,3	8,2	10,9	0,00581	4,79	4,35	3,92
2,0 x 2,0	1 x 1	4,0	1,3	1,3	1,3	1,3	0,00065	0,44	0,40	0,36
2,0 x 4,0	1 x 2	8,0	10,7	5,3	2,7	2,7	0,00129	0,88	0,80	0,72
2,0 x 6,5	1 x 3	13,0	45,8	14,1	4,3	4,3	0,00194	1,43	1,30	1,17
2,0 x 9,0	1 x 4	18,0	121,5	27,0	6,0	6,0	0,00258	1,98	1,80	1,62
2,0 x 14,0	1 x 6	28,0	457,3	65,3	9,3	9,3	0,00387	3,08	2,80	2,52
2,0 x 19,0	1 x 8	38,0	1143,2	120,3	12,7	12,7	0,00516	4,18	3,80	3,42
2,0 x 24,0	1 x 10	48,0	2304,0	192,0	16,0	16,0	0,00645	5,28	4,80	4,32
2,0 x 29,0	1 x 12	58,0	4064,8	280,3	19,3	19,3	0,00774	6,38	5,80	5,22
3,0 x 3,0	1 1/2 x 1 1/2	9,0	6,8	4,5	6,8	4,5	0,00145	0,99	0,90	0,81
3,0 x 4,0	1 1/2 x 2	12,0	16,0	8,0	9,0	6,0	0,00194	1,32	1,20	1,08
3,0 x 6,5	1 1/2 x 3	19,5	68,7	21,1	14,6	9,8	0,00290	2,15	1,95	1,76
3,0 x 9,0	1 1/2 x 4	27,0	182,3	40,5	20,3	13,5	0,00387	2,97	2,70	2,43
3,0 x 14,0	1 1/2 x 6	42,0	686,0	98,0	31,5	21,0	0,00581	4,62	4,20	3,78
3,0 x 19,0	1 1/2 x 8	57,0	1714,8	180,5	42,8	28,5	0,00774	6,27	5,70	5,13
3,0 x 24,0	1 1/2 x 10	72,0	3456,0	288,0	54,0	36,0	0,00968	7,92	7,20	6,48
3,0 x 29,0	1 1/2 x 12	87,0	6097,3	420,5	65,3	43,5	0,01161	9,57	8,70	7,83
4,0 x 4,0	2 x 2	16,0	21,3	10,7	21,3	10,7	0,00258	1,76	1,60	1,44
4,0 x 6,5	2 x 3	26,0	91,5	28,2	34,7	17,3	0,00387	2,86	2,60	2,34
4,0 x 9,0	2 x 4	36,0	243,0	54,0	48,0	24,0	0,00516	3,96	3,60	3,24
4,0 x 14,0	2 x 6	56,0	914,7	130,7	74,7	37,3	0,00774	6,16	5,60	5,04
4,0 x 16,5	2 x 7	66,0	1497,4	181,5	88,0	44,0	0,00903	7,26	6,60	5,94
4,0 x 19,0	2 x 8	76,0	2286,3	240,7	101,3	50,7	0,01032	8,36	7,60	6,84
4,0 x 24,0	2 x 10	96,0	4608,0	384,0	128,0	64,0	0,01290	10,56	9,60	8,64
4,0 x 29,0	2 x 12	116,0	8129,7	560,7	154,7	77,3	0,01548	12,76	11,60	10,44

Anexo 5: Propiedades de escuadría (continuación).

Dimensiones		Área (real) [cm ²]	Eje X		Eje Y		[m ³] de madera por [m] [m ³ /m]	Peso por [m]		
Real b x d [cm]	Equivalente Comercial b x d [pulg]		I _x [cm ⁴]	S _x [cm ³]	I _y [cm ⁴]	S _y [cm ³]		GRUPO		
								A [kg/m]	B [kg/m]	C [kg/m]
5,0 x 5,0	2 1/2 x 2 1/2	25,0	52,1	20,8	52,1	20,8	0,00403	2,75	2,50	2,25
5,0 x 6,5	2 1/2 x 3	32,5	114,4	35,2	67,7	27,1	0,00484	3,58	3,25	2,93
5,0 x 9,0	2 1/2 x 4	45,0	303,8	67,5	93,8	37,5	0,00645	4,95	4,50	4,05
5,0 x 14,0	2 1/2 x 6	70,0	1143,3	163,3	145,8	58,3	0,00968	7,70	7,00	6,30
5,0 x 16,5	2 1/2 x 7	82,5	1871,7	226,9	171,9	68,8	0,01129	9,08	8,25	7,43
5,0 x 19,0	2 1/2 x 8	95,0	2857,9	300,8	197,9	79,2	0,01290	10,45	9,50	8,55
5,0 x 24,0	2 1/2 x 10	120,0	5760,0	480,0	250,0	100,0	0,01613	13,20	12,00	10,80
5,0 x 29,0	2 1/2 x 12	145,0	10162,1	700,8	302,1	120,8	0,01935	15,95	14,50	13,05
6,5 x 6,5	3 x 3	42,3	148,8	45,8	148,8	45,8	0,00581	4,65	4,23	3,80
6,5 x 9,0	3 x 4	58,5	394,9	87,8	206,0	63,4	0,00774	6,44	5,85	5,27
6,5 x 14,0	3 x 6	91,0	1486,3	212,3	320,4	98,6	0,01161	10,01	9,10	8,19
6,5 x 16,5	3 x 7	107,3	2433,2	294,9	377,6	116,2	0,01355	11,80	10,73	9,65
6,5 x 19,0	3 x 8	123,5	3715,3	391,1	434,8	133,8	0,01548	13,59	12,35	11,12
6,5 x 24,0	3 x 10	156,0	7488,0	624,0	549,3	169,0	0,01935	17,16	15,60	14,04
6,5 x 29,0	3 x 12	188,5	13210,7	911,1	663,7	204,2	0,02323	20,74	18,85	16,97
9,0 x 9,0	4 x 4	81,0	546,8	121,5	546,8	121,5	0,01032	8,91	8,10	7,29
9,0 x 14,0	4 x 6	126,0	2058,0	294,0	850,5	189,0	0,01548	13,86	12,60	11,34
9,0 x 16,5	4 x 7	148,5	3369,1	408,4	1002,4	222,8	0,01806	16,34	14,85	13,37
9,0 x 19,0	4 x 8	171,0	5144,3	541,5	1154,3	256,5	0,02065	18,81	17,10	15,39
9,0 x 24,0	4 x 10	216,0	10368,0	864,0	1458,0	324,0	0,02581	23,76	21,60	19,44
9,0 x 29,0	4 x 12	261,0	18291,8	1261,5	1761,8	391,5	0,03097	28,71	26,10	23,49
14,0 x 14,0	6 x 6	196,0	3201,3	457,3	3201,3	457,3	0,02323	21,56	19,60	17,64
14,0 x 16,5	6 x 7	231,0	5240,8	635,3	3773,0	539,0	0,02710	25,41	23,10	20,79
14,0 x 19,0	6 x 8	266,0	8002,2	842,3	4344,7	620,7	0,03097	29,26	26,60	23,94
14,0 x 24,0	6 x 10	336,0	16128,0	1344,0	5488,0	784,0	0,03871	36,96	33,60	30,24
14,0 x 29,0	6 x 12	406,0	28453,8	1962,3	6631,3	947,3	0,04645	44,66	40,60	36,54
19,0 x 19,0	8 x 8	361,0	10860,1	1143,2	10860,1	1143,2	0,04129	39,71	36,10	32,49
19,0 x 24,0	8 x 10	456,0	21888,0	1824,0	13718,0	1444,0	0,05161	50,16	45,60	41,04
19,0 x 29,0	8 x 12	551,0	38615,9	2663,2	16575,9	1744,8	0,06194	60,61	55,10	49,59
24,0 x 24,0	10 x 10	576,0	27648,0	2304,0	27648,0	2304,0	0,06452	63,36	57,60	51,84
24,0 x 29,0	10 x 12	696,0	48778,0	3364,0	33408,0	2784,0	0,07742	76,56	69,60	62,64
29,0 x 29,0	12 x 12	841,0	58940,1	4064,8	58940,1	4064,8	0,09290	92,51	84,10	75,69

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 6: Momento flector, fuerza cortante y deflexión máximos para diversas condiciones de carga y soporte.

Condición de Carga	Momento Flector	Fuerza Cortante	Deflexión Máxima
	$M = P \cdot L$	$V = P$	$\delta = \frac{P \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I}$
	$M = \frac{P \cdot L}{4}$	$V = \frac{P}{2}$	$\delta = \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I}$
	$M = \frac{P \cdot a \cdot b}{L}$	$V = \frac{P \cdot a}{L}$	$\delta = \frac{P \cdot b}{48 \cdot E \cdot I} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot b^2)$
	$M = P \cdot a$	$V = P$	$\delta = \frac{P \cdot a}{24 \cdot E \cdot I} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot a^2)$
	$M = \frac{q \cdot L^2}{8}$	$V = \frac{q \cdot L}{2}$	$\delta = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$
	$M = \frac{q \cdot L^2}{8}$	$V = \frac{5}{8} \cdot q \cdot L$	$\delta = \frac{q \cdot L^4}{185 \cdot E \cdot I}$
	$M = \frac{q \cdot L^2}{10}$	$V = \frac{5}{8} \cdot q \cdot L$	$\delta = \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I}$
	$M = \frac{q \cdot L^2}{10}$	$V = \frac{5}{8} \cdot q \cdot L$	$\delta = \frac{q \cdot L^4}{145 \cdot E \cdot I}$
	$M = \frac{q \cdot L^2}{10}$	$V = \frac{5}{8} \cdot q \cdot L$	$\delta = \frac{q \cdot a}{384 \cdot E \cdot I} \cdot (a^3 + 8 \cdot L^3 - 4 \cdot L \cdot a^2)$

Fuente: Elaboración propia

Anexo 7: Esfuerzos admisibles “f” de acuerdo al Sistema Internacional de unidades.

	GRUPO “A”		GRUPO “B”		GRUPO “C”	
	[kg/cm ²]	[kN/m ²]	[kg/cm ²]	[kN/m ²]	[kg/cm ²]	[kN/m ²]
f_m	210	20580	150	14700	100	9800
f_v	15	1470	12	1176	8	784
f_{c⊥}	40	3920	28	2744	15	1470
f_{c//}	145	14210	110	10780	80	7840
f_t	145	14210	105	10290	75	7350

Fuente: Elaboración propia. Basada en datos del texto “Manual de diseño para maderas del Grupo Andino”

Dónde:

f_m = Esfuerzos máximos admisibles en Flexión;

f_v = Esfuerzos máximos admisibles en Corte;

$f_{c\perp}$ = Esfuerzos máximos admisibles en Compresión perpendicular al grano;

$f_{c//}$ = Esfuerzos máximos admisibles en Compresión paralelo al grano;

f_t = Esfuerzos máximos admisibles en Tracción.

Anexo 8: Módulos de elasticidad “E” de acuerdo al Sistema Internacional de unidades.

	GRUPO “A”		GRUPO “B”		GRUPO “C”	
	[kg/cm ²]	[kN/m ²]	[kg/cm ²]	[kN/m ²]	[kg/cm ²]	[kN/m ²]
E_{prom}	130000	12740000	100000	9800000	90000	8820000
E_{min}	95000	9310000	75000	7350000	55000	5390000

Fuente: Elaboración propia. Basada en datos del texto “Manual de diseño para maderas del Grupo Andino”.

Anexo 9: Rango de valores de la Densidad Básica y Peso Específico de cada grupo.

GRUPO	Densidad Básica	Peso Específico
	[g/cm ³]	[kN/m ³]
A	0,71 ~ 0,90	6,96 ~ 8,82
B	0,56 ~ 0,70	5,49 ~ 6,86
C	0,40 ~ 0,55	3,92 ~ 5,39

Fuente: Elaboración propia. Basada en datos del texto “Manual de diseño para maderas del Grupo Andino”.

Anexo 10: Relación de esbeltez límite entre columnas Intermedias y Largas.

GRUPO	C _k	
	Columnas	Entramados
A	17,98	20,06
B	18,34	20,20
C	18,42	22,47

Fuente: “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino”.

Anexo 11: Presiones verticales mínimas de diseño para encofrados de losas macizas.

Espesor de losa [cm]	Carga mínima de diseño, en [kN/m ²]	
	Con carretillas NO motorizadas	Con carretillas motorizadas
8	4,8	6,0
10	5,3	6,5
12	5,8	7,0
14	6,3	7,5
15	6,5	7,7
16	6,7	7,9
18	7,2	8,4
20	7,7	8,9
22	8,2	9,4
24	8,7	9,9
25	8,9	10,1
26	9,1	10,3
28	9,6	10,8

Notas:

1. Todos los valores se basan en un hormigón de 24,0 [kN/m³].
2. No se incluye el peso de los materiales del encofrado ni del acero de refuerzo.
3. Los valores para carretillas no motorizados incluyen 2,4 [kN/m²] de carga viva.
4. Los valores para carretillas motorizados incluyen 3,6 [kN/m²] de carga viva.
5. La carga muerta mínima del material de encofrado asumido: 0,5 [kN/m²].

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 12: Valores del Coeficiente de Peso Unitario "C_w".

Peso Unitario "γ" del Hormigón	C _w
Menor a 22,0 [kN/m ³]	$C_w = 0,5 \cdot \left(1 + \frac{\gamma}{23,2}\right)$; [γ] = [kN / m ³] pero no menor a 0,8
22,0 a 24,0 [kN/m ³]	1,0
Mayor a 24,0 [kN/m ³]	$C_w = \frac{\gamma}{23,2}$; [γ] = [kN / m ³]

Fuente: “ACI 347-14 Guide to Formwork for Concrete”.

Anexo 13: Valores del Coeficiente Químico "C_c".

Tipo de Cemento o Mezcla	C _c
Tipos I, II y III sin retardantes.*	1,0
Tipos I, II y III con retardante.	1,2
Otros tipos o combinaciones conteniendo menos del 70% de escoria o 40% de ceniza volante sin retardantes.*	1,2
Otros tipos o combinaciones conteniendo menos del 70% de escoria o 40% de ceniza volante con un retardante.*	1,4
Combinaciones conteniendo más del 70% de escoria o 40% de ceniza volante.	1,4

(*) Los retardadores incluyen cualquier aditivo, como un retardador, un reductor de agua retardante, aditivos reductores de agua de rango medio retardantes o aditivos reductores de agua de rango alto (superplastificantes), que retrasan el fraguado del hormigón.

Fuente: “ACI 347-14 Guide to Formwork for Concrete”.

Anexo 14: Relación entre la velocidad de llenado de los encofrados de muros, la presión lateral y la temperatura para alturas de vaciado de hasta 4,20 [m].

Velocidad de llenado del encofrado R [m/h]	Presión Lateral "P _m ", en [kN/m ²], para la Temperatura indicada										
	2 °C	4 °C	6 °C	8 °C	10 °C	15 °C	20 °C	25 °C	30 °C	35 °C	
0,25	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	P _m = C _w ·C _c ·[7,2+785·R/(T+17,8)]
0,50	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	
0,75	36,9	34,2	31,9	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	
1,00	46,8	43,2	40,2	37,6	35,4	31,1	30,0	30,0	30,0	30,0	
1,25	56,8	52,2	48,4	45,2	42,5	37,1	33,2	30,1	30,0	30,0	
1,50	66,7	61,2	56,7	52,8	49,6	43,1	38,4	34,7	31,8	30,0	
1,75	76,6	70,2	64,9	60,4	56,6	49,1	43,5	39,3	35,9	33,2	
2,00	86,5	79,2	73,2	68,1	63,7	55,1	48,7	43,9	40,0	36,9	
2,25	93,3	85,4	78,8	73,3	68,5	59,2	52,3	47,0	42,9	39,5	P _m = C _w ·C _c ·[7,2+(1156+244·R)/(T+17,8)]
2,50	96,4	88,2	81,4	75,6	70,7	61,0	53,9	48,5	44,1	40,6	
2,75	99,5	91,0	84,0	78,0	72,9	62,9	55,5	49,9	45,4	41,8	
3,00	102,6	93,8	86,5	80,4	75,1	64,8	57,1	51,3	46,7	43,0	
3,25	105,6	96,6	89,1	82,7	77,3	66,6	58,8	52,7	48,0	44,1	
3,50	108,7	99,4	91,7	85,1	79,5	68,5	60,4	54,2	49,3	45,3	
3,75	111,8	102,2	94,2	87,5	81,7	70,3	62,0	55,6	50,5	46,4	
4,00	114,9	105,0	96,8	89,8	83,9	72,2	63,6	57,0	51,8	47,6	
4,25	118,0	107,8	99,3	92,2	86,1	74,1	65,2	58,4	53,1	48,7	
4,50	121,0	110,6	101,9	94,6	88,3	75,9	66,8	59,9	54,4	49,9	

Notas:

1. Vaciado de hormigón con vibración interna normal a una profundidad menor a 1,2 [m].
2. Hormigón sin aditivos con un asentamiento menor a 175 [mm].
3. Los valores de presión se basan en hormigones con $C_w = 1,0$ y $C_c = 1,0$.
4. La presión mínima es de “ $30 \cdot C_w$ ” [kN/m²], pero en ningún caso mayor que “ $\gamma_H \cdot h$ ”.
5. No usar una presión de diseño superior a “ $\gamma_H \cdot h$ ”.
6. Para velocidades de vertido superiores a 4,5 [m/h], utilice la presión: $P_m = \gamma_H \cdot h$.

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 15: Relación entre la velocidad de llenado de los encofrados de muros, la temperatura y presión lateral, para alturas de vaciado superiores a 4,2 [m].

Velocidad de llenado del encofrado R [m/h]	Presión Lateral "P _m ", en [kN/m ²], para la Temperatura indicada									
	2 °C	4 °C	6 °C	8 °C	10 °C	15 °C	20 °C	25 °C	30 °C	35 °C
0,25	68,7	63,0	58,3	54,4	51,0	44,3	39,4	35,6	32,7	30,2
0,50	71,7	65,8	60,9	56,7	53,2	46,2	41,0	37,1	33,9	31,4
0,75	74,8	68,6	63,5	59,1	55,4	48,0	42,6	38,5	35,2	32,6
1,00	77,9	71,4	66,0	61,5	57,6	49,9	44,2	39,9	36,5	33,7
1,25	81,0	74,2	68,6	63,8	59,8	51,7	45,9	41,3	37,8	34,9
1,50	84,1	77,0	71,1	66,2	61,9	53,6	47,5	42,8	39,0	36,0
1,75	87,1	79,8	73,7	68,6	64,1	55,5	49,1	44,2	40,3	37,2
2,00	90,2	82,6	76,3	70,9	66,3	57,3	50,7	45,6	41,6	38,3
2,25	93,3	85,4	78,8	73,3	68,5	59,2	52,3	47,0	42,9	39,5
2,50	96,4	88,2	81,4	75,6	70,7	61,0	53,9	48,5	44,1	40,6
2,75	99,5	91,0	84,0	78,0	72,9	62,9	55,5	49,9	45,4	41,8
3,00	102,6	93,8	86,5	80,4	75,1	64,8	57,1	51,3	46,7	43,0
3,25	105,6	96,6	89,1	82,7	77,3	66,6	58,8	52,7	48,0	44,1
3,50	108,7	99,4	91,7	85,1	79,5	68,5	60,4	54,2	49,3	45,3
3,75	111,8	102,2	94,2	87,5	81,7	70,3	62,0	55,6	50,5	46,4
4,00	114,9	105,0	96,8	89,8	83,9	72,2	63,6	57,0	51,8	47,6
4,25	118,0	107,8	99,3	92,2	86,1	74,1	65,2	58,4	53,1	48,7
4,50	121,0	110,6	101,9	94,6	88,3	75,9	66,8	59,9	54,4	49,9

Notas:

1. Vaciado de hormigón con vibración interna normal a una profundidad menor a 1,2 [m].
2. Hormigón sin aditivos con un asentamiento menor a 175 [mm].
3. Los valores se basan en hormigones con $C_w = 1,0$ y $C_c = 1,0$.
4. La presión mínima es de “ $30 \cdot C_w$ ” [kN/m²], pero en ningún caso mayor que “ $\gamma_H \cdot h$ ”.
5. No usar una presión de diseño superior a “ $\gamma_H \cdot h$ ”.
6. Para velocidades de vertido superiores a 4,5 [m/h], utilice la presión: $P_m = \gamma_H \cdot h$.

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 16: Relación entre la velocidad de llenado de los encofrados de columnas, la temperatura y la presión lateral.

Velocidad de llenado del encofrado R [m/h]	Presión Lateral "P _m ", en [kN/m ²], para la Temperatura indicada									
	2 °C	4 °C	6 °C	8 °C	10 °C	15 °C	20 °C	25 °C	30 °C	35 °C
0,25	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0
0,50	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0
0,75	36,9	34,2	31,9	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0
1,00	46,8	43,2	40,2	37,6	35,4	31,1	30,0	30,0	30,0	30,0
1,25	56,8	52,2	48,4	45,2	42,5	37,1	33,2	30,1	30,0	30,0
1,50	66,7	61,2	56,7	52,8	49,6	43,1	38,4	34,7	31,8	30,0
1,75	76,6	70,2	64,9	60,4	56,6	49,1	43,5	39,3	35,9	33,2
2,00	86,5	79,2	73,2	68,1	63,7	55,1	48,7	43,9	40,0	36,9
2,25	96,4	88,2	81,4	75,7	70,7	61,0	53,9	48,5	44,2	40,7
2,50	106,3	97,2	89,7	83,3	77,8	67,0	59,1	53,1	48,3	44,4
2,75	116,2	106,2	97,9	90,9	84,9	73,0	64,3	57,6	52,4	48,1
3,00	126,1	115,2	106,1	98,5	91,9	79,0	69,5	62,2	56,5	51,8
3,25	136,1	124,2	114,4	106,1	99,0	85,0	74,7	66,8	60,6	55,5
3,50	146,0	133,2	122,6	113,7	106,0	91,0	79,9	71,4	64,7	59,2
3,75	155,9	142,2	130,9	121,3	113,1	96,9	85,1	76,0	68,8	63,0
4,00	165,8	151,2	139,1	128,9	120,1	102,9	90,3	80,6	72,9	66,7
4,25	175,7	160,2	147,4	136,5	127,2	108,9	95,5	85,1	77,0	70,4
4,50	185,6	169,2	155,6	144,1	134,3	114,9	100,7	89,7	81,1	74,1
4,75	195,5	178,2	163,9	151,7	141,3	120,9	105,8	94,3	85,2	77,8
5,00	205,4	187,2	172,1	159,3	148,4	126,9	111,0	98,9	89,3	81,5
5,25	215,3	196,2	180,4	166,9	155,4	132,8	116,2	103,5	93,4	85,3
5,50	225,3	205,3	188,6	174,5	162,5	138,8	121,4	108,1	97,5	89,0
5,75	235,2	214,3	196,9	182,2	169,6	144,8	126,6	112,7	101,6	92,7
6,00	245,1	223,3	205,1	189,8	176,6	150,8	131,8	117,2	105,7	96,4
6,25	255,0	232,3	213,3	197,4	183,7	156,8	137,0	121,8	109,8	100,1
6,50	264,9	241,3	221,6	205,0	190,7	162,8	142,2	126,4	113,9	103,8
6,75	274,8	250,3	229,8	212,6	197,8	168,7	147,4	131,0	118,1	107,6
7,00	284,7	259,3	238,1	220,2	204,9	174,7	152,6	135,6	122,2	111,3

Notas:

1. Vaciado de hormigón con vibración interna normal a una profundidad menor a 1,2 [m].
2. Hormigón sin aditivos con un asentamiento menor a 175 [mm].
3. Los valores se basan en hormigones con $C_w = 1,0$ y $C_c = 1,0$.
4. La presión mínima es de “ $30 \cdot C_w$ ” [kN/m²], pero en ningún caso mayor que “ $\gamma_H \cdot h$ ”.
5. No usar una presión de diseño superior a “ $\gamma_H \cdot h$ ”.

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 17: Factor de duración de carga, “ C_D ”.

Duración de Carga	C_D	Carga típica de diseño
Permanente	0,90	Carga muerta
10 años	1,00	Carga viva de ocupación
2 meses	1,15	Carga de nieve
7 días	1,25	Carga de construcción
10 minutos	1,60	Carga de Viento/Sismo
Impacto	2,00	Carga de impacto

Fuente: “MANUAL for Engineered Wood Construction” (2018 Edition).

Anexo 18: Factor de Resistencia, “ ϕ ”.

Aplicable para...	Propiedad	ϕ	
		Símbolo	Valor
Miembro	F_b	ϕ_b	0,85
	F_t	ϕ_t	0,80
	F_v	ϕ_v	0,75
	F_c	ϕ_c	0,90
	F_{cL}	ϕ_c	0,90
	E_{min}	ϕ_s	0,85

Fuente: “MANUAL for Engineered Wood Construction” (2018 Edition).

Anexo 19: Factor de conversión de formato, “ K_F ”.

Propiedad	K_F	
	Relación	Valor
F_b	$2,16/\phi_b$	2,54
F_t	$2,16/\phi_t$	2,70
F_v	$2,16/\phi_v$	2,88
F_c	$2,16/\phi_c$	2,40
$F_{c\perp}$	$1,875/\phi_c$	2,08
E_{\min}	$1,50/\phi_s$	1,76

Fuente: “MANUAL for Engineered Wood Construction” (2018 Edition).

Anexo 20: Factor de efecto de tiempo, “ λ ”.

Combinación de carga	λ
	Valor
$1,4 \cdot D$	0,6
$1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L + 0,5 \cdot (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	0,7 cuando “L” es por almacenamiento
	0,8 cuando “L” es por ocupación
	1,25 cuando “L” es por impacto
$1,2 \cdot D + 1,6 \cdot (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (L \text{ ó } 0,8 \cdot W)$	0,8
$1,2 \cdot D + 1,6 \cdot W + L + 0,5 \cdot (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	1,0
$1,2 \cdot D + 1,0 \cdot E + L + 0,2 \cdot S$	1,0
$0,9 \cdot D + 1,6 \cdot W$	1,0
$0,9 \cdot D + 1,0 \cdot E$	1,0

Nota:

1. Factores de efecto del tiempo “ λ ” mayores de 1,0 no serán aplicados para conexiones o para miembros estructurales presurizados con preservativos o químicos retardadores al fuego.
2. Las combinaciones de carga y factores de carga consistentes con la ASCE 7-02 son listadas para fácil referencia. Las cargas nominales serán de acuerdo a N.1.2.

Fuente: “MANUAL for Engineered Wood Construction” (2018 Edition).

Anexo 21: Lista de especies bolivianas estudiadas en el Padt-Refort.
(Ordenado por su Densidad)

Nro.	NOMBRE COMÚN	NOMBRE CIENTÍFICO	FAMILIA	DENSIDAD BÁSICA
1	Tachore	Poulsenia armata	MORACEAE	0,37
2	Serebó	Schyzolobium parahybum	CAESALPINIACEAE	0,40
3	Negrillo	Persea caerulea	LAURACEAE	0,42
4	Ochoó	Hura crepitans	EUPHORBIACEAE	0,42
5	Kaqui	Diospyros sp	EBENACEAE	0,47
6	Plumero	Vochysia lanceolata	VOCHYSIACEAE	0,49
7	Bibosi	Ficus glabrata	MORACEAE	0,50
8	Ajo ajo	Gallesia integrifolia	PHYTOLACCACEAE	0,51
9	Pacay	Inga edulis	MIMOSACEAE	0,51
10	Mapajo	Ceiba pentandra	BOMBACACEAE	0,52
11	Palo María	Calophyllum brasiliense	CLUSIACEAE	0,55
12	Sangre de toro	Licania sp.	ROSACEAE	0,56
13	Yesquero	Cariniana estrellensis	LECYTHIDACEAE	0,57
14	Coquino	Ardisia cubana	MYRSINACEAE	0,62
15	Murure	Clarisia racemosa	MORACEAE	0,62
16	Verdolago	Terminalia amazonia	COMBRETACEAE	0,65
17	Guayabochi	Calycophyllum spruceanum	RUBIACEAE	0,74
18	Blanquillo	Buchenavia exicarpa	COMBRETACEAE	0,77
19	Almendrillo	Taralea oppositifolia	PAPILIONACEAE	0,80
20	Curupaú	Piptadenia grata	MIMOSACEAE	0,86

Fuente: Elaboración propia. Basada en datos del Texto “Tablas de propiedades físicas y mecánicas de la madera de 20 especies de Bolivia” del Grupo Andino.

Anexo 22: Grupos estructurales de especies de madera aserrada de acuerdo al Padt-Refort.

PAÍS	GRUPO	NOMBRE COMÚN
BOLIVIA	A	Almendrillo Curupau
	B	Coquino Murure Verdolago
	C	Palo maría Yesquero
COLOMBIA	A	Chanul Chaquiro Oloroso
	B	Machare Nato Pantano
	C	Aceite mario Carra Dormilón Mora Sande Tangaré
ECUADOR	A	Caimitillo Guayacán pechiche
	B	Chanul Moral fino Pituca
	C	Fernansánchez Mascarey Sande
PERÚ	A	Estoraque Palo sangre negro Pumaquiuro
	B	Huayruru Manchinga
	C	Catahua amarilla (*) Copaiba Diablo fuerte Marupa Tornillo

Anexo 22: Grupos estructurales de especies de madera aserrada de acuerdo al Padt-Refort (continuación).

PAÍS	GRUPO	NOMBRE COMÚN
VENEZUELA	A	Algarrobo Mora Perhuétamo Zapatero
	B	Aceite cabimo Apamate Charo amarillo Chupón rosado Guayabón Pardillo amarillo
	C	Carne asada Mureillo Samán Saqui saqui

(* Será asignada a un futuro grupo D

Fuente: “Maderas Tropicales como Material de Construcción en los países del Grupo Andino de América del Sur” de F.J. Keenan y Marcelo Tejada (1987)

Anexo 23: Normas empleadas en los ensayos físico mecánicos para las especies de Bolivia.

Nro.	NORMAS	BOLIVIA
1	Selección y colección de muestras	COPANT 30:1-001
2	Acondicionamiento de las muestras destinadas a ensayos	COPANT R-459
3	Contenido de Humedad	COPANT R-460
4	Densidad	COPANT R-461
5	Contracción	COPANT R-462
6	Flexión Estática	COPANT 30:1-006
7	Compresión Paralela	COPANT R-464
8	Compresión Perpendicular	COPANT R-466
9	Cizallamiento	COPANT R-463
10	Dureza	COPANT R-465
11	Tenacidad	AFNOR

Fuente: Elaboración propia. Basada en datos del Texto “Tablas de propiedades físicas y mecánicas de la madera de 20 especies de Bolivia”.

Anexo 24: Propiedades físicas de la madera de 20 especies de Bolivia.

NOMBRE COMÚN	CONT. DE HUMEDAD		DENSIDAD				CONTRACCIÓN NORMAL			CONTRACCIÓN TOTAL			
	Verde [%]	Seca al aire [%]	Verde [g/cm ³]	Seca al aire [g/cm ³]	Anhidra [g/cm ³]	Básica [g/cm ³]	Radial [%]	Tangencial [%]	Volumétrica [%]	Radial [%]	Tangencial [%]	Volumétrica [%]	Relación T/R
1 AJO AJO Galliesia integrifolia PHYTOLACCACEAE	99,30	11,60	1,03	0,64	0,61	0,51	3,70	6,30	9,80	6,30	9,90	15,60	1,60
2 ALMENDRILLO Taralea oppositifolia PAPILIONACEAE	41,00	11,70	1,12	0,95	0,92	0,80	2,40	3,80	6,10	5,40	8,30	13,20	1,60
3 BIBOSI Ficus glabrata MORACEAE	95,20	12,30	0,97	0,59	0,56	0,50	1,60	3,80	5,40	3,60	7,50	10,80	2,10
4 BLANQUILLO Buchenavia excarpa COMBRETACEAE	44,20	11,90	1,11	0,93	0,90	0,77	2,40	5,10	7,50	5,10	10,30	14,80	2
5 COQUINO Ardisia cubana MYRSINACEAE	69,70	11,90	1,05	0,76	0,73	0,62	2,60	6,30	8,70	4,60	10,40	14,50	2,30
6 CURUPAU Piptadenia grata MIMOSACEAE	40,50	12,80	1,20	1,03	0,98	0,86	1,70	3,50	5,20	3,80	8,30	11,80	2,20
7 GUAYABOCHI Calycophyllum spruceanum RUBIACEAE	44,70	12,60	1,07	0,90	0,86	0,74	2,40	4,50	6,80	5,00	9,20	13,70	1,90
8 KAQUI Diospyros sp EBENACEAE	89,20	12,10	0,90	0,60	0,56	0,47	3,2	7,8	10,7	5,3	11,6	16,3	2,2
9 MAPAJO Cerba pentandra BOMBACEAE	82,70	12,40	0,95	0,63	0,60	0,52	2,30	4,70	6,90	4,50	8,20	12,40	1,80
10 MURURE Clarisia racemosa MORACEAE	77,30	11,30	1,10	0,71	0,67	0,62	1,10	2,00	3,10	2,60	4,90	7,40	2,00
	13	12	5	7	7	7	49	54	51	26	20	21	13
	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9

Anexo 24: Propiedades físicas de la madera de 20 especies de Bolivia (continuación).

NOMBRE COMÚN	CONT. DE HUMEDAD		DENSIDAD				CONTRACCIÓN NORMAL			CONTRACCIÓN TOTAL			
	Verde [%]	Seca al aire [%]	Verde [g/cm ³]	Seca al aire [g/cm ³]	Anhidra [g/cm ³]	Básica [g/cm ³]	Radial [%]	Tangencial [%]	Volumétrica [%]	Radial [%]	Tangencial [%]	Volumétrica [%]	Relación T/R
11 NEGRILLO	70,70	11,00	0,73	0,50	0,47	0,42	2,20	3,90	6,00	3,90	6,60	10,30	1,70
Persea caerulea	15	4	11	9	9	9	32	19	22	18	12	12	14
LAURACEAE	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19
	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
12 OCHOO	11,20	0,68	0,50	0,47	0,42	0,42	1,90	3,10	5,00	3,60	5,40	8,80	1,50
Hura crepitans	0,12	10	10	10	10	10	27	32	28	15	19	14	19
EUPHORBIACEAE	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19
	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
13 PACAY	78,50	11,70	0,90	0,61	0,58	0,51	2,00	4,60	6,50	3,80	8,20	11,70	2,20
Inga edulis	13	7	9	8	8	8	23	16	14	16	9	9	13
MIMOSACEAE	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
14 PALO MARIA	73,20	11,80	0,95	0,66	0,63	0,55	2,60	5,00	7,50	5,00	8,40	13,00	1,70
Calophyllum brasiliense	10	4	8	9	9	8	19	12	13	15	10	10	11
GUTTIFERAE	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
15 PLUMERO	104,20	12,30	1,00	0,60	0,57	0,49	2,30	6,80	8,90	4,00	10,60	14,10	2,80
Voehysia lanceolata	26	6	9	11	11	10	28	18	18	21	11	12	19
VOCHYSIACEAE	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
16 SANGRE DE VACA	78,40	11,70	1,00	0,68	0,66	0,56	2,60	5,50	8,00	4,90	9,50	13,90	2,00
Licania sp	9	8	6	4	4	4	24	12	15	14	6	7	12
ROSACEAE	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
17 SERREBO	82,90	12,70	0,74	0,44	0,41	0,40	1,70	3,70	5,30	3,70	7,00	10,40	1,90
Schyzolobium parahybum	24	6	38	13	14	31	16	39	31	12	29	22	18
CAESALPINIACEAE	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17
	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
18 TACHORE	105,50	12,50	0,76	0,44	0,41	0,37	2,20	4,50	6,50	4,00	7,30	11,00	1,80
Poulsenia armata	14	9	10	8	8	8	16	15	11	10	12	9	14
MORACEAE	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
19 VERDOLAGO	56,10	11,70	1,01	0,79	0,76	0,65	3,10	5,50	8,40	5,50	9,20	14,10	1,70
Terminalia amazonia	13	10	4	6	6	6	30	22	24	17	11	11	14
COMBRETACEAE	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
20 YESQUERO	68,70	11,90	0,96	0,68	0,64	0,57	2,30	4,40	6,60	4,40	7,40	11,50	1,70
Carmiana estrellensis	16	6	7	9	9	8	27	26	25	14	15	12	13
LECYNTHACEAE	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10

Fuente: Elaboración propia. Basada en datos del Texto “Tablas de propiedades físicas y mecánicas de la madera de 20 especies de Bolivia”.

Anexo 25: Propiedades mecánicas de la madera de 20 especies de Bolivia.

NOMBRE COMÚN	Densidad Básica [g/cm ³]	Condición	FLEXIÓN ESTÁTICA			COMPRESIÓN Paralela		CIZALLAMIENTO		DUREZA		TENACIDAD	
			ELP [g/cm ²]	MOR [g/cm ²]	MOE [g/cm ²]	ER [kg/cm ²]	ELP [kg/cm ²]	ERR [kg/cm ²]	ERT [kg/cm ²]	Lado [kg]	Extremos [kg]	Radial [kg-m]	Tangencial [kg-m]
1 AJO AJO Gallesia integrifolia PHYTOLACCACEAE	0,51	Verde	317	436	60	244	59	58	42	381	343	1,63	1,75
			24	20	25	22	13	19	39	21	17	22	28
			19	19	19	19	20	20	19	20	20	18	18
			10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
		Seco 12	444	659	98	380	70	75	69	403	521	1,33	1,58
			28	28	20	23	15	27	38	17	18	26	33
			12	12	12	17	16	19	9	19	19	20	20
			8	8	8	9	10	10	9	10	10	10	10
2 ALMENDRILLO Taralea oppositifolia PAPILIONACEAE	0,8	Verde	855	1092	141	628	153	141	151	1117	1043	4,39	5,09
			19	16	15	18	15	11	10	12	12	34	37
			15	15	15	18	15	20	20	20	20	20	18
			9	9	9	10	10	10	10	10	10	10	10
		Seco 12	779	1067	151	884	201	173	178	1628	1561	4,23	5,65
			30	23	19	12	10	25	18	16	17	33	34
			14	14	14	13	16	14	10	17	17	18	20
			8	8	8	8	9	10	10	10	10	10	10
3 BIBOSI Ficus glabrata MORACEAE	0,5	Verde	345	502	74	242	53	62	70	302	311	1,00	1,36
			22	19	22	19	13	20	17	28	23	38	46
			18	18	18	20	20	20	20	20	20	19	17
			10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	9
		Seco 12	305	475	73	393	76	74	84	323	480	1,03	1,39
			54	46	29	24	18	20	27	29	34	39	42
			13	13	13	18	18	20	10	19	19	20	20
			8	8	8	10	10	10	10	10	10	10	10
4 BLANQUILLO Buchenavia excarpa COMBRETACEAE	0,77	Verde	644	946	113	457	118	104	135	909	881	5,28	6,29
			16	10	22	13	16	13	15	13	13	36	30
			16	16	16	17	19	18	20	18	18	19	18
			10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	9
		Seco 12	772	1355	164	644	162	133	156	1417	1459	3,52	3,98
			25	21	15	18	13	19	17	16	12	31	51
			17	17	17	15	17	16	10	19	19	19	20
			10	10	10	9	10	8	10	10	10	10	10

Anexo 25: Propiedades mecánicas de la madera de 20 especies de Bolivia (continuación).

NOMBRE COMÚN	Densidad Básica [g/cm ³]	Condición	FLEXIÓN ESTÁTICA			COMPRESIÓN		CIZALLAMIENTO		DUREZA		TENACIDAD		
			ELP [g/cm ²]	MOR [g/cm ²]	MOE [g/cm ²]	ER [kg/cm ²]	ELP [kg/cm ²]	ERR [kg/cm ²]	ERT [kg/cm ²]	Lado [kg]	Extremos [kg]	Radial [kg-m]	Tangencial [kg-m]	
5 COQUINO	0,62	Verde	490	739	89	349	78	89	104	563	556	3,85	4,07	
Ardisia cubana			23	14	18	17	13	17	14	9	11	38	30	
MYRSINACEAE			14	14	14	19	20	20	20	20	20	20	19	17
			9	9	9	10	10	10	10	10	10	10	10	10
			558	1013	125	545	108	104	129	833	1005	4,65	3,95	
6 CURUPAU	0,86	Verde	21	18	20	12	14	19	19	26	27	24	31	
Piptadenia grata			17	17	17	6	16	17	9	17	17	20	20	
MIMOSACEAE			10	10	10	6	10	10	9	10	10	10	10	
			839	1175	149	564	157	144	166	1200	1020	5,99	6,42	
			15	10	12	12	15	13	14	18	16	18	32	
7 GUAYABOCHI	0,74	Verde	8	8	8	9	10	10	10	9	9	10	10	
Calycophyllum spruceanum			896	1672	192	839	231	163	173	1990	1878	6,46	7,47	
RUBIACEAE			37	38	21	8	33	21	18	24	24	18	25	29
			11	11	11	17	14	16	8	15	15	15	17	20
			9	9	9	10	8	8	8	9	9	9	10	10
8 KAQUI	0,47	Verde	683	1028	108	500	131	124	159	979	865	5,66	6,00	
Diospyros sp			18	15	12	14	11	14	11	11	11	21	38	21
EBENACEAE			18	18	18	20	20	20	18	20	19	19	19	15
			10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	9
			813	1312	162	660	183	141	178	1374	1486	4,17	4,68	
	22	20	36	15	17	21	15	14	14	59	29	33		
	13	13	13	19	16	17	9	20	20	20	20	20		
	9	9	9	10	10	9	9	10	10	10	10	10		
	325	483	70	226	42	60	77	294	308	1,45	1,17			
8 KAQUI	0,47	Verde	20	13	19	22	32	38	22	14	23	52	39	
Diospyros sp			19	19	19	19	20	20	20	20	20	20	16	
EBENACEAE			10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	
			489	785	109	472	88	77	90	457	622	1,12	1,12	
			18	21	13	15	31	18	22	24	24	21	51	46
	17	17	17	15	17	18	10	18	18	18	20	20		
	10	10	10	9	10	9	10	10	10	10	10	10		

Anexo 25: Propiedades mecánicas de la madera de 20 especies de Bolivia (continuación).

NOMBRE COMÚN	Densidad Básica [g/cm ³]	Condición	FLEXIÓN ESTÁTICA			COMPRESIÓN		CIZALLAMIENTO		DUREZA		TENACIDAD	
			ELP [g/cm ²]	MOR [g/cm ²]	MOE [g/cm ²]	ER [kg/cm ²]	ELP [kg/cm ²]	ERR [kg/cm ²]	ERT [kg/cm ²]	Lado [kg]	Extremos [kg]	Radial [kg-m]	Tangencial [kg-m]
9 MAPAJÓ	0,52	Verde	402	570	85	291	54	62	73	362	371	1,46	1,81
Cerba pentandra			20	17	21	17	25	24	26	33	26	51	42
BOMBACACEAE			19	19	19	18	19	20	20	19	19	17	19
			10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
10 MURURE	0,62	Verde	500	798	107	435	73	80	87	396	558	1,69	1,88
Clarisia racemosa			23	24	15	17	17	21	13	33	20	35	34
MORACEAE			10	10	10	12	16	17	10	14	14	20	20
			7	7	7	9	10	9	10	10	10	10	10
11 NEGRILLO	0,42	Verde	614	985	123	784	137	126	128	893	985	2,58	2,97
Persea caerulea			27	29	20	25	47	12	23	73	46	36	42
LAURACEAE			10	10	10	16	18	18	10	14	14	20	20
			7	7	7	10	10	9	10	9	9	10	10
12 OCHOO	0,42	Verde	391	583	82	288	50	64	83	305	338	2,64	2,54
Hura crepitans			14	14	18	18	17	20	26	23	24	43	41
EUPHORBIACEAE			17	17	17	18	19	17	20	20	18	18	20
			9	9	9	10	10	10	10	10	10	10	10
12 OCHOO	0,42	Verde	454	755	110	473	69	77	81	475	603	2,26	2,34
Hura crepitans			28	20	21	21	20	17	17	25	39	54	52
EUPHORBIACEAE			9	9	9	17	20	19	10	10	17	17	20
			6	6	6	10	10	10	10	10	9	9	10
12 OCHOO	0,42	Verde	354	489	66	259	52	61	66	241	265	1,92	1,72
Hura crepitans			17	17	18	18	12	14	23	25	20	39	50
EUPHORBIACEAE			18	18	18	16	18	19	20	18	18	19	19
			10	10	10	10	10	10	10	9	9	10	10
12 OCHOO	0,42	Seco 12	390	685	99	445	70	81	84	364	523	1,88	2,09
Hura crepitans			36	20	31	31	16	14	21	21	20	45	51
EUPHORBIACEAE			17	17	17	17	19	15	10	18	18	15	20
			9	9	9	10	10	9	10	10	10	10	10

Anexo 25: Propiedades mecánicas de la madera de 20 especies de Bolivia (continuación).

NOMBRE COMÚN	Densidad Básica [g/cm ³]	Condición	FLEXIÓN ESTÁTICA			COMPRESIÓN		CIZALLAMIENTO		DUREZA		TENACIDAD	
			ELP [g/cm ²]	MOR [g/cm ²]	MOE [g/cm ²]	Paralela [kg/cm ²]	Perpendicular [kg/cm ²]	Radial [kg/cm ²]	Tangencial [kg/cm ²]	Lado [kg]	Extremos [kg]	Radial [kg-m]	Tangencial [kg-m]
13 PACAY Inga edulis MIMOSACEAE	0.51	Verde	449	676	90	297	60	85	90	474	497	1,78	1,90
			16	19	26	16	15	19	21	19	17	51	41
			19	19	19	16	20	20	20	18	18	19	18
			10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	9
		Seco 12	555	876	114	505	91	93	108	501	688	1,74	1,94
			23	25	20	16	20	24	15	20	18	49	27
			18	18	18	16	20	19	10	19	19	20	20
			9	9	9	10	10	10	10	10	10	10	10
14 PALO MARIA Calophyllum brasiliense GUTTIFERAE	0.55	Verde	487	683	92	343	60	83	96	482	502	2,67	3,44
			23	20	14	15	16	13	22	25	19	55	30
			20	20	20	19	20	20	20	20	20	19	18
			10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
		Seco 12	659	913	130	579	94	99	115	743	871	3,33	3,06
			26	25	25	16	12	18	22	27	18	28	32
			8	8	8	16	17	18	10	18	18	20	20
			5	5	5	10	9	10	10	10	10	10	10
15 PLUMERO Voehysia lanceolata VOCHYSIACEAE	0.49	Verde	434	621	86	306	57	68	76	399	402	2,75	2,83
			17	8	11	15	16	14	23	14	13	31	27
			18	18	18	19	20	20	20	20	20	20	20
			10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
		Seco 12	597	943	115	536	79	89	87	539	683	3,34	3,25
			23	17	11	21	14	18	23	21	15	34	31
			11	11	11	14	15	17	10	16	16	20	20
			8	8	8	9	9	9	10	10	10	10	10
16 SANGRE DE VACA Licania sp ROSACEAE	0.56	Verde	408	633	90	307	55	67	91	414	474	1,67	1,82
			14	18	15	11	13	16	16	18	12	37	34
			18	18	18	18	20	20	20	20	20	20	20
			10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
		Seco 12	643	1011	125	532	98	83	103	636	792	2,08	2,15
			27	21	19	18	15	27	38	12	11	38	37
			12	12	12	19	18	17	10	19	19	20	20
			9	9	9	10	10	10	10	10	10	10	10

Anexo 25: Propiedades mecánicas de la madera de 20 especies de Bolivia (continuación).

NOMBRE COMÚN	Densidad Básica [g/cm ³]	Condición	FLEXIÓN ESTÁTICA			COMPRESIÓN		CIZALLAMIENTO		DUREZA		TENACIDAD	
			ELP [g/cm ²]	MOR [g/cm ²]	MOE [g/cm ²]	ER [kg/cm ²]	ELP [kg/cm ²]	ERR [kg/cm ²]	ERT [kg/cm ²]	Lado [kg]	Extremos [kg]	Radial [kg-m]	Tangencial [kg-m]
17 SEREBO Schyzolobium parahybum CAESALPINIACEAE	0,4	Verde	270	377	59	192	28	59	58	187	228	1,34	1,42
			27	29	23	17	35	14	22	48	36	54	58
			17	17	17	19	20	18	20	20	20	20	19
			10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
		Seco 12	390	569	86	364	54	80	79	231	330	1,44	1,45
			40	38	11	15	43	21	28	30	22	43	46
			11	11	11	19	19	17	9	19	19	20	20
			8	8	8	10	10	9	9	10	10	10	10
18 TACHORE Poukemia armata MORACEAE	0,37	Verde	319	416	57	219	28	47	57	182	235	1,20	0,99
			14	10	16	18	30	18	20	27	25	37	43
			16	16	16	18	20	18	20	20	20	20	19
			8	8	8	10	10	10	10	10	10	10	10
		Seco 12	445	587	85	394	50	69	71	254	418	1,35	1,36
			26	24	18	13	16	30	32	25	20	29	29
			17	17	17	19	18	18	10	18	18	20	20
			9	9	9	10	10	10	10	10	10	10	10
19 VERDOLAGO Terminalia amazonia COMBRETACEAE	0,65	Verde	575	848	104	393	90	92	108	581	588	4,16	3,72
			25	15	15	15	17	22	16	19	13	41	48
			16	16	16	16	20	19	20	18	18	18	19
			9	9	9	10	10	10	10	10	10	10	10
		Seco 12	607	1088	135	584	124	111	129	911	1076	4,34	5,03
			42	24	17	17	21	24	16	30	21	38	38
			17	17	17	13	19	20	10	20	20	19	19
			10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
20 YESQUERO Carmiana estrellensis LECYTHIDACEAE	0,57	Verde	484	720	83	349	79	85	101	524	519	3,19	4,05
			18	15	11	15	20	17	29	22	17	39	30
			18	18	18	19	20	17	20	18	18	20	17
			10	10	10	10	10	9	10	10	10	10	10
		Seco 12	490	846	107	514	122	99	95	735	940	2,97	3,54
			22	33	14	10	15	26	47	28	24	54	52
			11	11	11	17	18	11	5	17	17	19	20
			8	8	8	10	10	6	5	9	9	10	10

Fuente: Elaboración propia. Basada en datos del Texto “Tablas de propiedades físicas y mecánicas de la madera de 20 especies de Bolivia”.

Donde:

ELP = Esfuerzo en el Límite Proporcional, en $[\text{kg}/\text{cm}^2]$;

MOR = Módulo de Ruptura, en $[\text{kg}/\text{cm}^2]$;

MOE = Módulo de Elasticidad, en $[\text{t}/\text{cm}^2]$;

ER = Esfuerzo de Ruptura, en $[\text{kg}/\text{cm}^2]$;

ELP = Esfuerzo en el Límite Proporcional, en $[\text{kg}/\text{cm}^2]$;

ERR = Esfuerzo de Ruptura Radial, en $[\text{kg}/\text{cm}^2]$;

ERT = Esfuerzo de Ruptura Tangencial, en $[\text{kg}/\text{cm}^2]$.

U.M.S.A. – CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTOR: Jimmy Orlando Vicente Yupanqui

C.I.: 3368985 LP **CEL.** 73028700

CORREO: jimmy_jovy@hotmail.com



DIRECCIÓN DE DERECHO DE AUTOR
Y DERECHOS CONEXOS
RESOLUCIÓN ADMINISTRATIVA NRO. 1-3354/2024
La Paz, 29 de octubre de 2024

VISTOS:

La solicitud de Inscripción de Derecho de Autor presentada en fecha **25 de octubre de 2024**, por **JIMMY ORLANDO VICENTE YUPANQUI** con C.I. N° **3368985 LP**, con número de trámite **DA 1929/2024**, señala la pretensión de inscripción del Proyecto de Grado titulado: **DISEÑO DE ENCOFRADOS CON MADERA ASERRADA SEGÚN LOS MÉTODOS "ASD" Y "LRFD"**, cuyos datos y antecedentes se encuentran adjuntos y expresados en el Formulario de Declaración Jurada.

CONSIDERANDO:

Que, en observación al Artículo 4º del Decreto Supremo N° 27938 modificado parcialmente por el Decreto Supremo N° 28152 el "Servicio Nacional de Propiedad Intelectual SENAPI, administra en forma desconcentrada e integral el régimen de la Propiedad Intelectual en todos sus componentes, mediante una estricta observancia de los regímenes legales de la Propiedad Intelectual, de la vigilancia de su cumplimiento y de una efectiva protección de los derechos de exclusiva referidos a la propiedad industrial, al derecho de autor y derechos conexos; constituyéndose en la oficina nacional competente respecto de los tratados internacionales y acuerdos regionales suscritos y adheridos por el país, así como de las normas y regímenes comunes que en materia de Propiedad Intelectual se han adoptado en el marco del proceso andino de integración".

Que, el Artículo 16º del Decreto Supremo N° 27938 establece "Como núcleo técnico y operativo del SENAPI funcionan las Direcciones Técnicas que son las encargadas de la evaluación y procesamiento de las solicitudes de derechos de propiedad intelectual, de conformidad a los distintos regímenes legales aplicables a cada área de gestión". En ese marco, la Dirección de Derecho de Autor y Derechos Conexos otorga registros con carácter declarativo sobre las obras del ingenio cualquiera que sea el género o forma de expresión, sin importar el mérito literario o artístico a través de la inscripción y la difusión, en cumplimiento a la Decisión 351 Régimen Común sobre Derecho de Autor y Derechos Conexos de la Comunidad Andina, Ley de Derecho de Autor N° 1322, Decreto Reglamentario N° 23907 y demás normativa vigente sobre la materia.

Que, la solicitud presentada cumple con: el Artículo 6º de la Ley N° 1322 de Derecho de Autor, el Artículo 26º inciso a) del Decreto Supremo N° 23907 Reglamento de la Ley de Derecho de Autor, y con el Artículo 4º de la Decisión 351 Régimen Común sobre Derecho de Autor y Derechos Conexos de la Comunidad Andina.

Que, de conformidad al Artículo 18º de la Ley N° 1322 de Derecho de Autor en concordancia con el Artículo 18º de la Decisión 351 Régimen Común sobre Derecho de Autor y Derechos Conexos de la Comunidad Andina, referentes a la duración de los Derechos Patrimoniales, los mismos establecen que: "la duración de la protección concedida por la presente ley será para toda la vida del autor y por 50 años después de su muerte, a favor de sus herederos, legatarios y cesionarios"

Que, se deja establecido en conformidad al Artículo 4º de la Ley N° 1322 de Derecho de Autor, y Artículo 7º de la Decisión 351 Régimen Común sobre Derecho de Autor y Derechos Conexos de la Comunidad Andina que: "...No son objeto de protección las ideas contenidas en las obras literarias, artísticas, o el contenido ideológico o técnico de las obras científicas ni su aprovechamiento industrial o comercial"

Que, el artículo 4, inciso e) de la ley N° 2341 de Procedimiento Administrativo, instituye que: "... en la relación de los particulares con la Administración Pública, se presume el principio de buena fe. La confianza, la cooperación y la lealtad en la actuación de los servidores públicos y de los



Oficina Central - La Paz
Av. Mariscal, N° 315,
entre Cols. Uruguay y
C. Estación. Of. 304
Teléfono: 2115700
2115705 - 2115701

Oficina Santa Cruz
Av. Uruguay, Calle
prolongación Quiroga,
N° 25. S/E Estacionario.
Teléfono: 3217152 - 3264908

Oficina Cochabamba
Calle Bolivia, N° 101,
entre Tr. de Julio y Antezana.
Teléfono: 4141403 - 3264957

Oficina El Alto
Av. San Pedro 3, N° 2560
ESE. Multicentro El Centro
Edif. Piso 2, Of. 10.
Zona Tr. de Julio
Teléfono: 2141931 - 3264929

Oficina Oruro
Calle Kilómetro 1, N° 266
casas de Urutagaña,
Zona Parque Bolívar.
Teléfono: 3206587

Oficina Tarija
Av. La Paz, entre
Calle Cols. Tito y Avenida
ESE Santa Clara, N° 242.
Teléfono: 3207288

Oficina Sucre
Calle 6 de Octubre, N° 563,
entre Ayacucho
y Av. San. Calisto Central,
Of. 14.
Teléfono: 3207288

Oficina Potosí
Av. Villazón entre calles
Wenceslao Alva y San Alberto,
ESE AM. Salinas, N° 242,
Primer Piso, Of. 11.
Teléfono: 3228160



ESTADOS PLURINACIONALES DE BOLIVIA

MINISTERIO DE DESARROLLO PRODUCTIVO Y ECONOMÍA PLURAL

ciudadanos ...", por lo que se presume la buena fe de los administrados respecto a las solicitudes de registro y la declaración jurada respecto a la originalidad de la obra.

POR TANTO:

El Director de Derecho de Autor y Derechos Conexos sin ingresar en mayores consideraciones de orden legal, en ejercicio de las atribuciones conferidas.

RESUELVE:

INSCRIBIR en el Registro de Tesis, Proyectos de Grado, Monografías y Otras Similares de la Dirección de Derecho de Autor y Derechos Conexos, el Proyecto de Grado titulado: **DISEÑO DE ENCOFRADOS CON MADERA ASERRADA SEGÚN LOS MÉTODOS "ASD" Y "LRFD"** a favor del autor y titular: **JIMMY ORLANDO VICENTE YUPANQUI** con C.I. N° **3368985 LP**, quedando amparado su derecho conforme a Ley, salvando el mejor derecho que terceras personas pudieren demostrar.

Regístrese, Comuníquese y Archívese.

CASA/m

Firmado Digitalmente por:
Servicio Nacional de Propiedad Intelectual - SENAPI
CARLOS ALBERTO SORUCO ARROYO
DIRECTOR DE DERECHO DE AUTOR Y DERECHOS CONEXOS
LA PAZ - BOLIVIA

Firma:



gqjXVq3Bh2DF41E

PARA LA VALIDACIÓN DEL PRESENTE DOCUMENTO INGRESAR A LA PÁGINA WEB www.senapi.gob.bo/verificar Y COLOCAR CÓDIGO DE VERIFICACIÓN O ESCANEAR CÓDIGO QR.



Oficina Central - La Paz
Av. Herrera, N° 515,
entre Cuzco, Uruguay y
C. Sebastián Borman.
Teléfono: 215700
215705 - 215701

Oficina - Santa Cruz
Av. Uruguay, Calle
Independencia Güirapán,
N° 29. Edif. Bicentenario.
Teléfono: 322752 - 32647034

Oficina - Cochabamba
Calle Bolivia, N° 133,
entre 16 de Julio y Antezana.
Teléfono: 414143 - 3242157

Oficina - El Alto
Av. Juan Pablo II, N° 2540
Edif. Multicentro El Centro
Edif. Pto. E. Of. 18,
Zona 16 de Julio.
Teléfono: 2141311 - 3244321

Oficina - Oruro
Calle Kilómetro 1, N° 266
cas. msa, Urutlaopalla,
Zona Parque Solares.
Teléfono: 32005473

Oficina - Tarija
Av. La Paz, entre
Calle Cuzco Tigo y Avenida
Edif. Santa Clara, N° 243.
Teléfono: 32075288

Oficina - Sucre
Calle 6 de Octubre, N° 563,
entre Ayacucho
y Suñin, Calleja Central,
Of. 14.
Teléfono: 3201288

Oficina - Potosí
Av. Villavieja entre calles
Wenceslao Alva y San Alberto,
Edif. AM. Salinas, N° 242,
Primer Piso, Of. 11.
Teléfono: 32081840

www.senapi.gob.bo

