

ÍNDICE

	Página
RESUMEN DEL PROYECTO	1
CAPÍTULO I	2
1. ANTECEDENTES.....	2
1.1. El problema	2
1.1.1. Planteamiento	2
1.1.2. Formulación	3
1.1.3. Sistematización.....	4
1.2. Objetivos	4
1.2.1. Objetivo General	4
1.2.2. Objetivo Específico	4
1.3. Justificación.....	4
1.3.1. Académica.....	4
1.3.2. Técnica	5
1.3.3. Social-Institucional	5
1.4. Alcance del proyecto	5
1.5. Localización	5
1.5.1. Descripción de la infraestructura.....	6
1.5.2. Descripción del área de emplazamiento	7
1.5.3. Información socioeconómica relativa al proyecto.....	7
1.5.4. Servicios básicos existentes.-	7

CAPÍTULO II	8
 2. MARCO TEÓRICO	8
2.1. Levantamiento topográfico	8
2.2. Estudio de suelos.-	8
2.2.1. Ensayo de Penetración Normal (SPT).-	9
2.3. Diseño arquitectónico	13
2.4. Diseño estructural.-	13
2.5. Bases de cálculo.-	13
2.5.1. Estructura de sustentación de la cubierta	14
2.5.1.1. Análisis de cargas.-	14
2.5.1.2. Diseño de los elementos de la cercha.-	15
2.5.1.2.1. Diseño de elementos sometidos a tracción	15
2.5.1.2.2. Diseño de elementos sometidos a compresión	15
2.5.1.2.3. Diseño de los Elementos sometidos a Flexo – Tracción.-	16
2.5.1.2.4. Diseño de miembros sometidos a Flexión Biaxial	16
2.5.1.2.5. Diseño de Uniones	16
2.5.1.2.6. Diseño de la placa de asiento para vigas.-	18
2.5.1.2.7. Diseño del pernos de anclaje.-	19
2.5.2. Estructura aporticada.-	19
2.5.2.1. Resistencia de cálculo.-	19
2.5.2.2. Diagrama de cálculo Tensión – Deformación	20
2.5.2.3. Módulo de deformación longitudinal	21
2.5.2.4. Disposición de las armaduras	22
2.5.2.5. Estados límites	27

2.5.2.6.	Acciones de carga sobre la estructura.-	28
2.5.2.7.	Hipótesis de carga para la estructura de hormigón Armado.-	29
2.5.2.8.	Metrado de cargas sobre la estructura	29
2.5.2.9.	Diseño de los elementos de Hormigón Armado H°A°	33
2.5.2.9.1.	Vigas.....	34
2.5.2.9.2.	Columnas.-.....	38
2.5.3.	Fundaciones.....	43
2.5.3.1.	Zapatas aisladas	44
2.5.3.2.	Zapatas de medianería	47
2.5.3.3.	Escaleras	49
2.5.3.4.	Losas alivianada con viguetas de hormigón pretensado	50
2.5.4.	Estrategia para la ejecución del proyecto.....	51
2.5.5.	Especificaciones técnicas.-.....	52
2.5.6.	Precios unitarios.-	52
2.5.7.	Cómputos métricos	55
2.5.8.	Presupuesto.-	55
2.5.9.	Planeamiento y cronograma	55

CAPÍTULO III

3.	INGENIERÍA DEL PROYECTO.....	58
3.1	Generalidades.-	58
3.2	Análisis del levantamiento topográfico.-	58
3.3	Análisis del estudio de suelos.-	58
3.4	Análisis arquitectónico del proyecto.-	61

3.5	Planteamiento estructural.-.....	62
3.6	Análisis, cálculo y diseño estructural de la cubierta metálica.....	69
3.6.1	Análisis de carga para la cubierta.-.....	70
3.6.2	Verificación de Correas en flexión asimétrica o esviada.....	74
3.6.3	Determinación de los esfuerzos internos de la cercha metálica.....	79
3.6.3.1	Diseño estructural de la Cercha Tipo 1.....	80
3.6.3.2	Verificación del elemento solicitado a Tracción, Cercha Tipo 1.....	91
3.6.3.3	Verificación del elemento solicitado a Compresión, Cercha Tipo 1.....	95
3.6.3.4	Diseño de las Uniones Atornilladas, Cercha Tipo 1.-	99
3.6.3.5	Diseño estructural de la Cercha Tipo 2.-	110
3.6.3.6	Diseño de la placa de anclaje	119
3.7	Estructura aporticada de hormigón armado H°A°	126
3.7.1	Cargas consideradas sobre la estructura	126
3.7.2	Verificación de los elementos de la estructura aporticada.-.....	137
3.7.2.1	Verificación del diseño estructural de la viga.-.....	138
3.7.2.2	Verificación del diseño estructural de la columna.-	164
3.7.2.3	Verificación de la zapata aislada.-.....	171
3.7.2.4	Verificación de la viga de riostre:.....	180
3.7.2.5	Diseño de la escalera de hormigón armado.....	189
3.7.2.6	Diseño de la losa alivianada.-.....	202
3.7.3	Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto.....	240
3.7.4	Especificaciones técnicas.....	242
3.7.5	Precios unitarios.-	242
3.7.6	Presupuesto general de la obra.-.....	242
3.7.7	Cronograma de ejecución.-	242

CONCLUSIONES.....	243
RECOMENDACIONES	244
BIBLIOGRAFÍA	245
ANEXOS.....	246

- A-1. Tablas generales para el cálculo.
- A-2. Estudio de suelos.
- A-3. Cómputos métricos.
- A-4. Precios unitarios y presupuesto general.
- A-5. Cronograma de actividades.
- A-6. Especificaciones técnicas.
- A-7. Planos arquitectónicos.
- A-8. Planos estructurales.

ÍNDICE DE FIGURAS

Página

CAPITULO I

Figura 1.1 Ciudad de Tarija.....	6
Figura 1.2 Vista aérea de la actual U.E. María Laura Justiniano.	6
Figura 1.3 Ubicación de los módulos considerados para la infraestructura.....	7

CAPITULO II

Figura 2.1 Capacidad portante para diferentes tipos de suelos.	11
Figura 2.2 Capacidad portante para arcillas y mezclas de suelos.....	12
Figura 2.3 Longitud de los pernos.	17
Figura 2.4 Cortantes y tracciones combinadas	18
Figura 2.5 Placa de asiento para vigas.	18
Figura 2.6 Diagrama parábola – rectángulo.	20
Figura 2.7 Diagrama rectangular.	20
Figura 2.8 Diagramas de cálculo tensión-deformación del acero.....	21
Figura 2.9 Longitud de anclaje, en centímetros.	25
Figura 2.10 Transmisión de las Cargas Verticales.	30
Figura 2.11 Variación en la Posición de la SC.	30
Figura 2.12 Alternación de cargas, para obtener el máximo momento positivo.	31
Figura 2.13 Hipótesis de carga para determinar las sollicitaciones más desfavorables.....	32
Figura 2.14 Máximo momento flector negativo.....	32
Figura 2.15 Modelos simplificados para obtener el máximo momento negativo.	33

Figura 2.16 Coeficientes de pandeo para piezas aisladas.	39
Figura 2.17 Análisis de la cimentación.	44
Figura 2.18 Formas típicas de zapatas aisladas.	45
Figura 2.19 Armadura de tracción en una zapata aislada.	46
Figura 2.20 Zapata de medianería.	47
Figura 2.21 Zapata de medianería con viga centradora.	48
Figura 2.22 Partes constitutivas de una escalera.	50

CAPITULO III

Figura 3.1 Curvas de nivel.	58
Figura 3.2 Puntos en los que se realizó el estudio de suelo.	59
Figura 3.3 Perfil estratigráfico del pozo N°4.....	60
Figura 3.4 Planos arquitectónicos.....	61
Figura 3.5 Disposición de las cerchas sobre la estructura de hormigón armado.....	62
Figura 3.6 Esquema de la cercha de la Alternativa N°1.....	63
Figura 3.7 Esquema de la cercha de la Alternativa N°2.....	64
Figura 3.8 Esquema de la cercha. Alternativa N°3.	65
Figura 3.9 Vista transversal de la cercha metálica Tipo 1.	67
Figura 3.10 Vista transversal de la cercha metálica Tipo 2.	67
Figura 3.11 Solución de doble pilar, junta en diapasón.	68
Figura 3.12 Columnas compartiendo la misma zapata.	68
Figura 3.13 Separación de la estructura por la junta de dilatación.	69
Figura 3.14 Separación de las tejas por la junta de dilatación.	69
Figura 3.15 Esquema de la cubierta.....	70

Figura 3.16. Zonas afectadas por el sismo (Fuente: INPRES – Argentina).....	73
Figura 3.17. Cargas sobre los ejes globales (x-y) y locales (x`-y`) del elemento.	75
Figura 3.18 Cargas actuantes sobre la cercha metálica.....	80
Figura 3.19 Esquema de la Cercha Tipo 1	80
Figura 3.20 Representación vectorial de fuerzas y desplazamientos de la Cercha Tipo 1. .	83
Figura 3.21 Factores de reducción del área neta efectiva.	92
Figura 3.22 Tipos de fallas en columnas.....	96
Figura 3.23 Esquema de la unión mecánica correspondiente al nudo 279.	99
Figura 3.24 Longitud y características del perno.	100
Figura 3.25 Falla por corte de los pernos ó conectores.....	100
Figura 3.26 Esfuerzos que concurren al nudo 279.	103
Figura 3.27 Solicitaciones máximas del Elemento 255.....	103
Figura 3.28 Esquema de las resistencias ofrecidas por los pernos.	104
Figura 3.29 Falla por aplastamiento de las planchas.	106
Figura 3.30 Esquema de la Cercha Tipo 2.	110
Figura 3.31 Representación vectorial de las fuerzas y desplazamientos Cercha Tipo 2. ...	112
Figura 3.32 Detalles de la placa de anclaje.	125
Figura 3.33 Representación grafica de la placa de anclaje.	125
Figura 3.34 Corte transversal del forjado de la viguetas.....	127
Figura 3.35 Consideración de la sobrecarga de viento por el programa CYPECAD.....	130
Figura 3.36 Vista en planta de la estructura aporticada.	131
Figura 3.37 Vista 3D de la estructura aporticada.	131
Figura 3.38 Esquema de todas las cargas consideradas sobre la estructura.....	133
Figura 3.39 Hipótesis de cargas consideradas sobre la estructura.....	135
Figura 3.40 Diagrama de momentos flectores.....	136

Figura 3.41 Diagrama de esfuerzos cortantes.	137
Figura 3.42 Disposición de la armadura en la viga.	163
Figura 3.43 Representación gráfica de todos los elementos que concurren a C1.	165
Figura 3.44 Representación gráfica de la columna.....	170
Figura 3.45 Representación gráfica de la zapara aislada.	179
Figura 3.46 Zapata con viga de riostre.....	180
Figura 3.47 Esquema de la viga centradora.	181
Figura 3.48 Representación gráfica de la zapata con viga de riostre.....	188
Figura 3.49 Vista en planta de la escalera.	189
Figura 3.50 Características geométricas de la escalera.....	190
Figura 3.51 Consideración de la escalera para el cálculo de la armadura principal.	192
Figura 3.52 Como una losa plana, apoyo simple.....	192
Figura 3.53 Diagrama de momentos de la escalera, como losa plana.	193
Figura 3.54 Diagrama de momentos de la escalera, esquema real.	194
Figura 3.55 Consideración de la escalera para el cálculo de la armadura negativa.	194
Figura 3.56 Como una losa plana, apoyo empotrado.	195
Figura 3.57 Diagrama de momentos de la escalera, como losa plana empotrada.	196
Figura 3.58 Diagrama de momentos de la escalera, caso de empotramiento.	196
Figura 3.59 Representación gráfica de la escalera.	201
Figura 3.60 Vista en planta de la disposición de viguetas.	202
Figura 3.61 Losa alivianada.	202
Figura 3.62 Características geométricas del Plastoform.	203
Figura 3.63 Espesor mínimo de la carpeta de hormigón.....	204
Figura 3.64 Características geométricas de la vigueta pretensada.	206
Figura 3.65 Características geométricas de la carpeta de hormigón in situ.	206

Figura 3.66	Características geométricas de la sección compuesta de la losa.	207
Figura 3.67	Características geométricas de la sección homogeneizada.	208
Figura 3.68	Características geométricas de la sección homogeneizada.	209
Figura 3.69	Momentos máximos máximo positivo en el centro luz del la vigueta.	211
Figura 3.70	Esfuerzos elásticos en una viga presforzada sin agrietar.	212
Figura 3.71	Punto de aplicación de la fuerza de pretensado (<i>F_p</i>) con respecto al cg.	214
Figura 3.72	Cálculo del relajamiento del alambre <i>Δσ_{pr}</i>	224
Figura 3.73	Solicitaciones del forjado durante el hormigonado.....	229
Figura 3.74	Momentos resultantes por la sopanda.	230
Figura 3.75	Armadura de distribución sobre la losa aliviada.	234
Figura 3.76	Consideraciones de los apoyos para la vigueta pretensada.	235
Figura 3.77	Momentos negativos considerados para la verificación.....	235

ÍNDICE DE TABLAS

Página

CAPITULO II

Tabla 2.1 Relación de Resistencia para las Arcillas	10
Tabla 2.2 Relación de Resistencia para Las Arenas	10
Tabla 2.3 Longitud de los pernos.	17
Tabla 2.4 Recubrimientos Mínimos.....	24
Tabla 2.5 Valores del Coeficiente α	26

CAPITULO III

Tabla 3.1 Características del suelo	59
Tabla 3.2 Descripción y costo de la cercha. Alternativa N°1.....	64
Tabla 3.3 Descripción y costo de la cercha. Alternativa N°2.	65
Tabla 3.4 Descripción y costo de la cercha de la Alternativa N°3.....	66
Tabla 3.5 Combinación de carga sobre el eje “x”.	76
Tabla 3.6 Combinación de carga sobre el eje “y”.	77
Tabla 3.7 Datos geométricos de la Cercha Tipo 1.....	81
Tabla 3.8 Descripción de todos los elementos de la Cercha Tipo 1.	82
Tabla 3.9 Resumen general de los elementos solicitados a tracción y a Flexo – Tracción. .	94
Tabla 3.10 Resumen de los elementos solicitados a compresión y a Flexo–Compresión.	98
Tabla 3.11 Resumen del diseño de las uniones para la Cercha Tipo 1.....	109
Tabla 3.12 Datos geométricos de la Cercha Tipo 2.....	110
Tabla 3.13 Descripción de los elementos de la Cercha Tipo 2.	111

Tabla 3.14 Resumen de los elementos sometidos a tracción, Cercha Tipo 2.	117
Tabla 3.15 Resumen de elementos sometidos a compresión y a Flexo – Compresión.	117
Tabla 3.16 Resumen de las uniones atornilladas, Cercha Tipo 2.	118
Tabla 3.17 Datos geométrico de las columnas del pórtico en estudio.	126
Tabla 3.18 Datos geométrico de las vigas del pórtico en estudio.	126
Tabla 3.19 Datos geométrico de los elementos que concurren a columna en estudio.....	165

RESUMEN DEL PROYECTO

El presente proyecto contempla el diseño estructural de la nueva Unidad Educativa María Laura Justiniano, Modulo I.

El proyecto consta de tres capítulos los cuales se desglosan a continuación:

Capítulo I: Está referido a la ubicación del proyecto, la descripción del problema acompañado de las razones que lo justifican, los objetivos y alcance del presente estudio.

Capítulo II: Presenta toda la fundamentación teórica con la que se cuenta para el diseño, como ser: normas de diseño, materiales, acciones adoptadas para la estructura, los programas con los que se calculará la estructura y métodos de verificación para los elementos de la estructura.

Capítulo III: Describe la ingeniería del proyecto, se analiza cada elemento estructural y se realizan las correspondientes verificaciones de los resultados obtenidos de los programas aplicados para el cálculo de la estructura aporticada y la estructura metálica.

Se finaliza con las conclusiones, recomendaciones, bibliografía y anexos. En anexos se encuentran tablas y ábacos usados en los cálculos, especificaciones técnicas, cómputos métricos, precios unitarios, presupuesto general de la obra, cronograma de ejecución de la obra y planos.

El precio referencial obtenido es de Bs. 2.105.205,94 con un plazo de ejecución estimado de 245 días calendario.

CAPÍTULO I

1. ANTECEDENTES

1.1. El problema.- La Ciudad de Tarija en los últimos 20 años (1991-2011), ha incrementado significativamente su población, por diferentes factores. Con el transcurrir del tiempo todas las proyecciones, de crecimiento poblacional, fueron quedando sin efecto y la infraestructura de educación actualmente presenta una baja capacidad para acoger la continua migración que recibe Tarija, tanto de otros departamentos como del campo a la ciudad.

Además, las construcciones ejecutadas hace 20 años, no responden a las nuevas exigencias de la reforma educativa de hoy, así mismo el tipo de construcción ha sido concebido para clases magistrales y no para desarrollar un proceso pedagógico acorde a las nuevas tendencias educativas.

Con la finalidad de reducir el porcentaje de hacinamiento dentro los ambientes, el Gobierno Municipal de Tarija, en coordinación con los docentes, y padres de Familia de la Unidad Educativa María Laura Justiniano, han tomado la iniciativa de Gestionar ante el Gobierno Nacional, un presupuesto adicional para atender la marcada demanda de espacios educativos de nuestra ciudad.

1.1.1. Planteamiento.- El fenómeno del hacinamiento en las unidades educativas es uno de los problemas más preocupantes para la educación lo cual trae como consecuencia la dificultad en el proceso de aprendizaje, además generará problemas de atención e indisciplina ya que no es posible que todos los estudiantes mantengan su atención y como consecuencia se distraen con facilidad. Es el caso de la unidad educativa María Laura Justiniano.

Las principales causas que generan este hacinamiento se deben a:

- Elevada matriculación estudiantil.
- Falta de infraestructura.
- Falta de recursos económicos.

De mantenerse la situación actual los pronósticos que se prevén son:

- Deserción escolar.
- Educación deficiente.
- Incomodidad por parte de los alumnos.
- Conflicto entre padres de familia y alcaldía.

Sabiendo que el problema radica en el hacinamiento estudiantil, se debe emplear una metodología de trabajo para dar solución al mencionado problema en concreto, para lo cual se buscan alternativas técnicas para escoger una sola de ellas.

Dichas alternativas son planteadas en base a un diseño arquitectónico, el cual está completamente ligado a varios aspectos como ser: La superficie disponible, la topografía, la tecnología, el aspecto cultural del lugar, etc.

Dentro de ese marco se plantean las siguientes alternativas:

- Ampliación de la infraestructura actual.
- Derivar alumnos a otros núcleos escolares.
- Planificación de horarios extras (turnos nocturnos).
- Limitar la inscripción escolar.
- Construcción de una nueva infraestructura en otro terreno.
- Construcción de una nueva infraestructura en el terreno ya existente, que cumpla con los requerimientos mínimos para una buena educación.

1.1.2. Formulación.- Lo que se pretende con el presente proyecto es minimizar o eliminar por completo dicho problema y brindar a los estudiantes una infraestructura eficiente y factible para una educación acorde a las nuevas tendencias educativas.

En consecuencia, con las alternativas planteadas anteriormente, se ve que lo más factible es la construcción de una nueva infraestructura en el terreno ya existente.

1.1.3. Sistematización.- La mejor alternativa de solución al problema es la siguiente:

- Construcción de una nueva infraestructura en el terreno ya existente, que cumpla con los requerimientos mínimos para una buena educación.

1.2. Objetivos.- Se plantea los siguientes objetivos:

1.2.1. Objetivo General.- Realizar el “Diseño Estructural de la Nueva Unidad Educativa María Laura Justiniano, Modulo I”.

1.2.2. Objetivo Específico

- Analizar el suelo de fundación y de este determinar el tipo de cimentación a usar.
- Aplicar el software CYPECAD 2010 para el cálculo de la estructura aporticada.
- Aplicar el software RAM Advance v.9.0 para el cálculo de la cubierta metálica.
- Verificar los resultados de la cubierta metálica (obtenidos del software RAM Advance), con la aplicación del Manual de la AISC⁽²⁾.
- Verificar los resultados de la estructura aporticada (obtenidos del software CYPECAD 2010), con la aplicación de la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87⁽¹⁾.
- Con la finalidad de determinar el precio total de la obra se realizará un Análisis de Precios Unitarios de los ítems considerados para el presente proyecto.
- Se planteará una estrategia para la ejecución del proyecto.
- Se realizará un cronograma de ejecución del proyecto y de este, se estimará el tiempo de ejecución del proyecto.

1.3. Justificación.- Las razones por las cuales se plantea la propuesta de Proyecto de Ingeniería Civil son las siguientes:

1.3.1. Académica.- Profundizar y poner en práctica los conocimientos adquiridos en los años de formación universitaria, acerca del diseño de estructuras. Esto me permitirá dimensionar la estructura desarrollando criterios apropiados para el diseño estructural.

⁽²⁾ Véase: Manual of Steel Construction. Load & Resistance Factor Design. (1994).

⁽¹⁾ Véase: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

1.3.2. Técnica.- Elaborar el diseño estructural considerando la normativa oficial vigente para el respectivo diseño estructural.

1.3.3. Social-Institucional.- Se contribuirá con una alternativa de solución del problema fundamental que es el hacinamiento estudiantil de la unidad educativa María Laura Justiniano, brindando a la población una mejor formación educativa, ya que la infraestructura contará con las condiciones adecuadas para el proceso de enseñanza de los estudiantes. Se dará solución a la demanda de la población estudiantil y la exigencia del derecho a la educación, se incrementará el número de estudiantes que asisten con regularidad, incentivando de manera indirecta y brindando la oportunidad a los estudiantes que se sientan capaces de continuar con estudios de formación profesional en casas superiores de estudio.

1.4. Alcance del proyecto.- El proyecto contempla el “Diseño Estructural de la Nueva Unidad Educativa María Laura Justiniano, Modulo I”, realizando a su tiempo un análisis de suelos, y de este determinar la resistencia admisible del terreno de fundación y examinar su configuración topográfica, ambos brindados por la institución interesada, y en base a esto elaborar el planteamiento estructural y posterior verificación de sus elementos pertenecientes.

El proyecto está enfocado al diseño estructural, como prioridad, por lo tanto no se hará referencia a los servicios básicos (agua potable, alcantarillado y de la red eléctrica).

En consecuencia se elaborarán ejemplares plasmando el diseño estructural, el mismo que tendrá el siguiente contenido: Planos estructurales, especificaciones técnicas, costo y tiempo estimado para la ejecución física del proyecto.

1.5. Localización.- El proyecto está localizado en el Departamento de Tarija, que corresponde al Municipio de Cercado, distrito N°3 (Barrio Las Panosas), entre las calles 15 de Abril, la Madrid y Delgadillo, con las siguientes coordenadas geográficas: 21°32'08.34" de latitud Sur y 64°43'46.04" de longitud Oeste, y una altitud promedio de 1869 m.s.n.m. exactamente sobre la actual unidad educativa María Laura Justiniano.

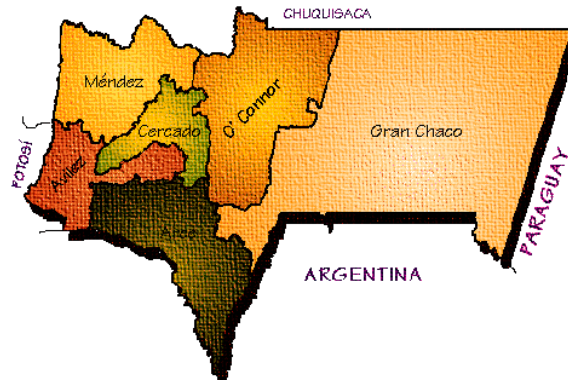


Figura 1.1 Ciudad de Tarija.



Figura 1.2 Vista aérea de la actual U.E. María Laura Justiniano.

1.5.1. Descripción de la infraestructura.- Un análisis previo de los elementos estructurales que se implementarán en el diseño estructural de la nueva infraestructura son:

- **Estructura aporticada.-** Esta contemplada por vigas, columnas, zapatas, losas alivianadas y escaleras, todas de Hormigón Armado.

La Norma utilizada, es la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH 87⁽¹⁾.

- **Estructura de sustentación de la cubierta.-** Está contemplada por una estructura metálica, para el mismo se hará uso de perfiles metálicos con referencia al catalogo CINTAC S.A.⁽⁸⁾.

El elemento de cubierta será teja colonial.

El diseño de la cubierta estará basado en el “Manual de la AISC”⁽²⁾.

⁽⁸⁾ Véase: CINTAC S.A., Catalogo Industrial de Tubos de Acero.

⁽²⁾ Véase: Manual of Steel Construction. Load & Resistance Factor Design.

1.5.2. Descripción del área de emplazamiento.- El terreno cuenta con una superficie útil de 3.189,86 m², topográficamente se considera una superficie plana ya que tiene un desnivel inferior al 1%.

El proyecto se subdividirá en tres módulos (Véase Figura 1.3):

- “Módulo I” (Univ. Humberto Alfredo Calbimonte Armella)
- “Módulo II” (Univ. Cristian Enzo Farfán Garzón)
- “Módulo III” (Univ. Edward Cartagena Chávez)

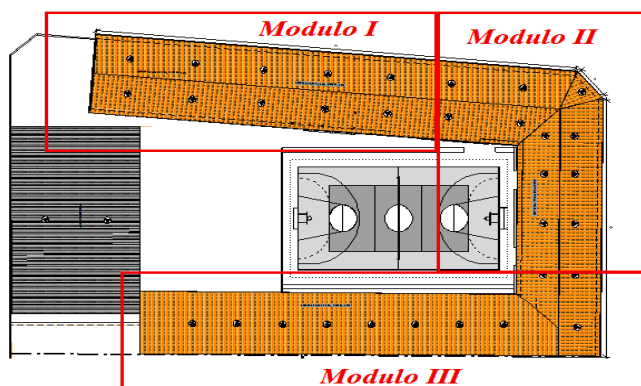


Figura 1.3 Ubicación de los módulos considerados para la infraestructura.

1.5.3. Información socioeconómica relativa al proyecto.- De acuerdo a las encuestas realizadas del CENSO 2001, el Distrito 3 (Las Panosas) cuenta con una población de 6.083,00 habitantes.

1.5.4. Servicios básicos existentes.- De acuerdo a la información existente proporcionada por la Consultora SIC Srl. Responsable del Plan de Ordenamiento Territorial de Tarija, en la actualidad, el Barrio Las Panosas, cuenta con los siguientes servicios: agua potable, saneamiento básico, energía eléctrica, salud, transporte y comunicaciones, y centros de comercialización.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

Para el logro del objetivo general del proyecto “Diseño Estructural de la Nueva Unidad Educativa María Laura Justiniano, Modulo I”, se debe tener conocimiento de las características físico-mecánicas del suelo de fundación, idealizar el comportamiento estructural, definir el tipo de infraestructura y superestructura de sustentación y realizar los diseños correspondientes.

2.1. Levantamiento topográfico.- Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno, de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre.

En un levantamiento topográfico se toman los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración del mapa del área en estudio mediante curvas de nivel⁽⁺⁾.

El levantamiento topográfico se realiza con estación total, eliminando los errores de lectura, anotación, transcripción y cálculo, esto debido a que la toma y registro de los datos topográficos es de forma digital.

2.2. Estudio de suelos.- El dato fundamental para calcular un sistema de fundación es la Tensión Admisible del Terreno (kg/cm^2) y la determinación de la profundidad de cimentación.

Resumiendo los pasos de un estudio convencional:

1. Ensayos ‘in situ’ (en el lugar) a cielo abierto con cargas aplicadas, como sondeos o pozos cuya profundidad y cantidad dependerá de la superficie de la obra y el peso de la misma.

⁽⁺⁾ Véase: Capítulo 3, Figura 3.1. Del presente proyecto.

2. Toma de muestras ‘in situ’ de cada pozo realizado.
3. Ensayos de laboratorio de las muestras extraídas.
4. Análisis de los resultados según los ensayos realizados ‘in situ’ y de laboratorio.
5. Elaboración del informe final con resultados, gráficos, tensiones calculadas.

2.2.1. Ensayo de Penetración Normal (SPT).- En esta práctica se desarrollará el método comúnmente utilizado en el proceso de exploración de obras verticales, el cual se denomina Ensayo de Penetración Normal (SPT), mediante el cual se obtiene el número de golpes por pie de penetración (N), con lo cual se puede determinar la capacidad de carga admisible del suelo a distintas profundidades.

El método permite obtener muestras alteradas en forma continua, las cuales se trasladan al laboratorio para efectuarle los ensayos básicos de clasificación, con lo cual se puede definir la secuencia estratigráfica del sitio en estudio.

Los penetrómetros utilizados para el estudio del suelo de fundación se hincan o se hacen penetrar a presión en el suelo, midiendo la resistencia a la penetración. La prueba más ampliamente utilizada in situ es la “penetración estándar” (o normal) que consiste en la hincada del vástago, dejando caer una maza de 140 libras (63.5 Kg.) desde una altura de 30 pulgadas (75cm.). La resistencia a la penetración se expresa por el número de golpes necesarios para hincar el vástago 1 pie (30cm.).

Los resultados de pruebas realizadas en laboratorio muestran que la resistencia a la penetración depende de diversos factores distintos de la compacidad relativa; la resistencia a la penetración es función de la presión de confinamiento del tipo de suelo.

Presión admisible.- Terzaghi y Peck han dado los valores de capacidad portante en función de N; incluso han dibujado los ábacos que dan directamente la presión admisible con un coeficiente de seguridad 3 en zapatas empotradas o superficiales. En medios cohesivos, tras numerosas experiencias comparativas propusieron relacionar N con la consistencia de las arcillas y con su resistencia a compresión simple medida en Laboratorio sobre muestra inalterada.

La tabla precisa estas relaciones:

N	Consistencia de la arcilla	Resistencia a compresión simple kg/cm ²
2	Muy blanda	0,25
2 - 4	Blanda	0,25 – 0,50
3 - 8	Media	0,50 - 1
8 – 15	Compacta	1 - 2
15 - 30	Muy Compacta	2 - 4
30	Dura	4 - 8

Tabla 2.1 Relación de Resistencia para las Arcillas

Los mismos autores proponen para las arenas las relaciones que se indican:

N	Compacidad de la Arena
0 – 4	Muy suelta
4 – 10	Suelta
10 – 30	Medianamente compacta
30 – 50	Densa
Más de 50	Muy densa

Tabla 2.2 Relación de Resistencia para Las Arenas

Teniendo la información del tipo de suelo y el número de golpes obtenidos del ensayo SPT se ingresa en la Tabla 2.1 ó Tabla 2.2⁽⁺⁾, según el tipo de suelo al que corresponda, se obtiene la capacidad portante del suelo de fundación.

⁽⁺⁾ Información proporcionada por el Laboratorio de Suelos y Hormigones de la U.A.J.M.S. Facultad de Ciencias y Tecnología.

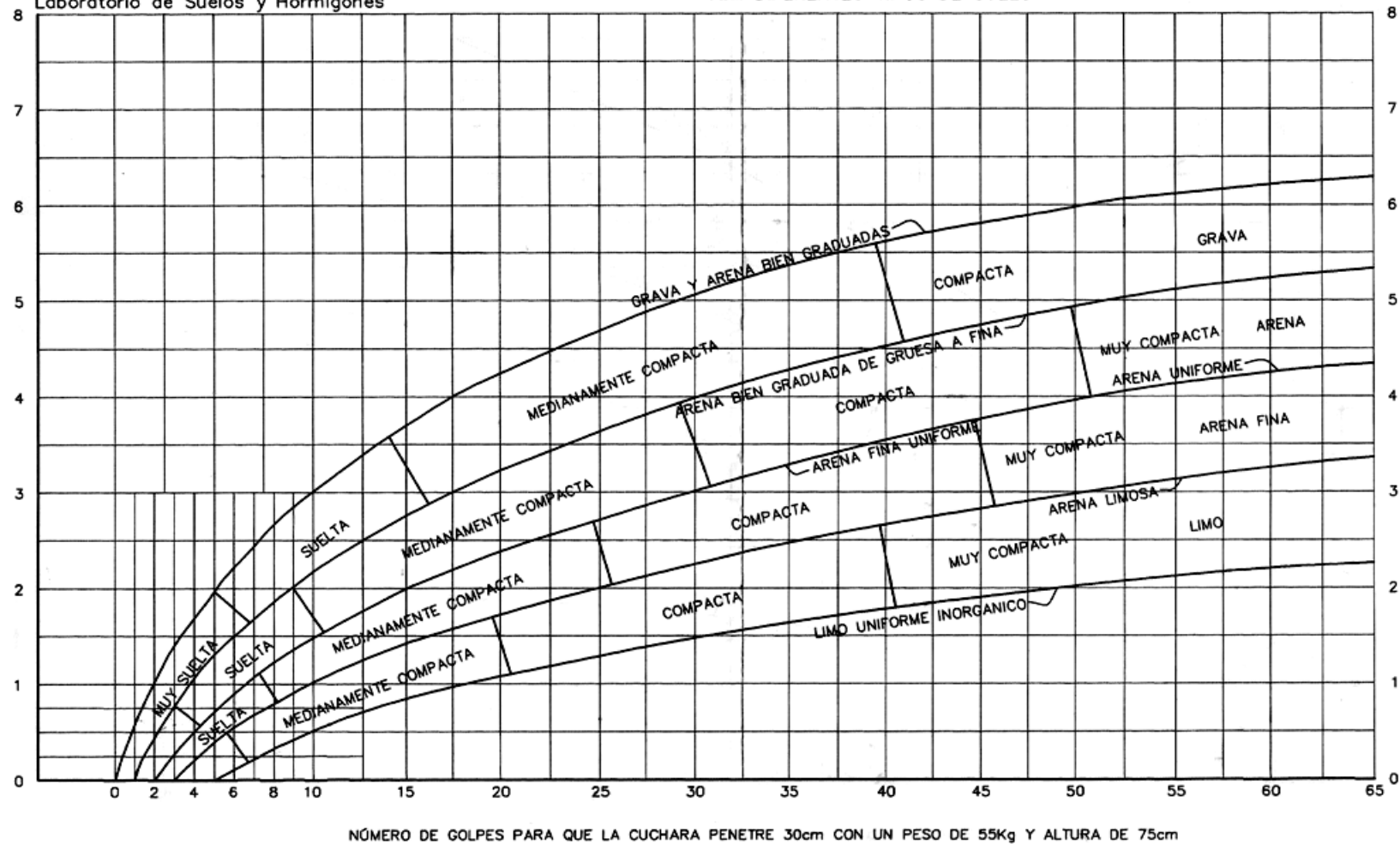


Figura 2.1 Capacidad portante para diferentes tipos de suelos.

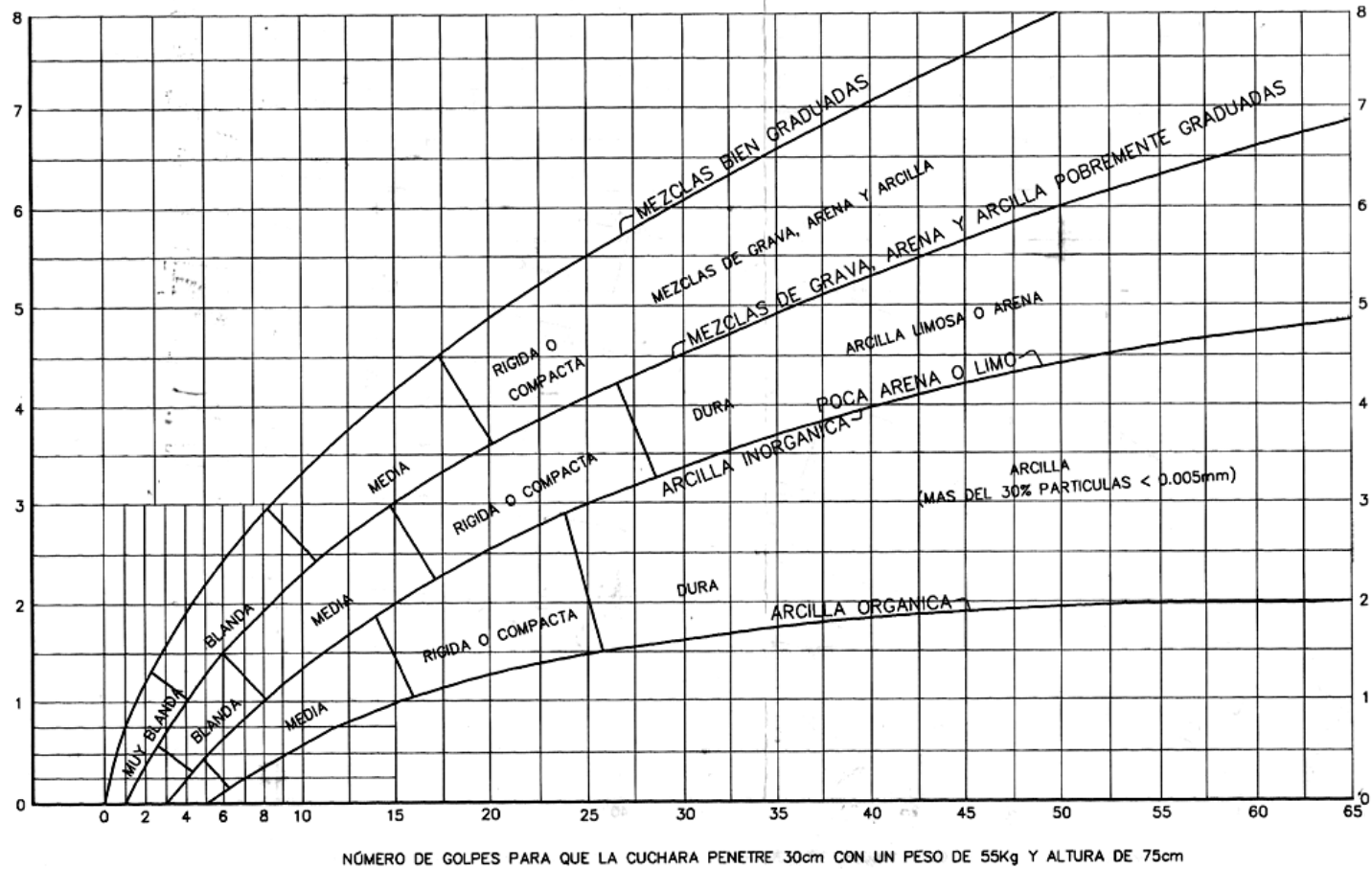


Figura 2.2 Capacidad portante para arcillas y mezclas de suelos.

2.3. Diseño arquitectónico.- El diseño arquitectónico tiene como cometido, satisfacer las demandas por espacios habitables, tanto en lo estético, como en lo tecnológico. Presenta soluciones técnicas, constructivas, para los proyectos de arquitectura. Entre los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico, la construcción. La responsabilidad de la Arquitectura es de un arquitecto competente. El diseño arquitectónico influye en el planteo estructural. (*)

2.4. Diseño estructural.- El proyecto comprende un análisis técnico siguiendo la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87⁽¹⁾ y la Aplicación del Manual de la AISC⁽²⁾, estructura aporticada y estructura metálica, respectivamente.

2.5. Bases de cálculo.- El proceso general de cálculo corresponde al método de los estados límites. Con el objeto de limitar convenientemente la probabilidad de que, en realidad, el efecto de las acciones exteriores pueda ser superior al previsto, o que la respuesta de la estructura resulte inferior a la calculada, el margen de seguridad correspondiente se introduce en los cálculos mediante unos coeficientes de ponderación, que multiplican los valores característicos de las acciones, y otros coeficientes de minoración, que dividen los valores característicos de las propiedades resistentes de los materiales que constituyen la estructura. En consecuencia, el proceso de cálculo debe cumplir estrictamente lo siguiente:

$$S_d \leq R_d$$

Donde:

S_d : Valor de cálculo de la sollicitación actuante.

R_d : Valor de cálculo de la resistencia de la estructura.

Para el análisis, los elementos estructurales se clasifican en unidimensionales, cuando una de sus dimensiones es mucho mayor que las restantes; bidimensionales, cuando una de sus dimensiones es pequeña comparada con las otras dos; y tridimensionales cuando ninguna de sus dimensiones resulta sensiblemente mayor que las otras.

(*) Véase Anexo A-7. Planos arquitectónicos.

Se consideran elementos unidimensionales los pilares, vigas y arcos, siempre que su longitud sea mayor que el doble del valor del canto total. Se consideran elementos bidimensionales las losas, muros y placas.

Los métodos matriciales permiten analizar estructuras en las que, por la complejidad de su geometría, por el tipo de carga o por el comportamiento de los materiales, no existen soluciones analíticas o son excesivamente complicadas de obtener. La discretización estructural y los tipos de elementos que se utilicen deben ser adecuados para reproducir correctamente el comportamiento estructural.⁽⁺⁾

2.5.1. Estructura de sustentación de la cubierta.- El método adoptado para el diseño de la cubierta metálica es el método de **Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)**, que se basa en los conceptos de estados límite y pretende más que obtener soluciones más económicas el proporcionar una confiabilidad uniforme para todas las estructuras de acero.

2.5.1.1. Análisis de cargas.- Se denomina carga o acción a toda causa que pueda provocar y cambiar el estado de tensiones al que está sometido un elemento estructural.

Según su naturaleza, las acciones pueden ser de dos tipos: **Acciones estáticas**, que son las que no engendran aceleración significativa sobre la estructura ni sobre ninguno de sus elementos; y **Acciones dinámicas**, que engendran una aceleración significativa sobre la estructura.

Hipótesis de carga para la cubierta.- Son las combinaciones de las acciones tales que, siendo compatible su actuación simultánea, produzcan los efectos más adversos en relación con cada uno de los Estados Límite.

A estas hipótesis de cargas se las afecta por factores de carga, los mismos que tienen como propósito incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas, muertas y accidentales durante la vida útil de la estructura.

⁽⁺⁾ Para su resolución puede consultarse cualquier bibliografía correspondiente al Análisis Estructural con Matrices ó Análisis de Estructuras Aporticadas.

Se recomienda las siguientes combinaciones de carga para la estructura metálica⁽²⁾:

a) $U = 1.4D$

b) $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$

c) $U = 1.2D + 1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ ó } 0.8W)$

d) $U = 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$

e) $U = 1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$

f) $U = 0.9D \pm (1.3W \text{ ó } 1.0E)$

Donde:

U representa la carga última; D las cargas muertas; L las cargas vivas; Lr las cargas vivas en techos; S las cargas de nieve; R las cargas por lluvia, granizo o hielo, sin incluir el encharcamiento; W las cargas de viento y E las cargas sísmicas.

2.5.1.2. Diseño de los elementos de la cercha.- El diseño de los elementos de la cercha estarán fundamentados con el Manual de la AISC⁽²⁾.

2.5.1.2.1. Diseño de elementos sometidos a tracción.- El diseño de elementos sometidos a tracción implica encontrar un elemento con áreas totales y netas adecuadas. Si el elemento tiene una conexión atornillada la selección de una sección transversal adecuada requiere tomar en cuenta el área perdida debajo de los agujeros.¹⁽³⁾

El proceso de cálculo de los elementos en tracción se los encuentra en el Apartado 3.6.3.2.

2.5.1.2.2. Diseño de elementos sometidos a compresión: Son los elementos que soportan una carga de compresión axial. Ésta carga puede ser concéntrica, es decir, aplicada a lo largo del eje centroidal, o excéntrica, cuando la carga es aplicada paralelamente al eje del elemento centroidal, pero a cierta distancia del mismo.²⁽³⁾

El proceso de cálculo del elemento en compresión se los encuentra en el Apartado 3.6.3.3.

⁽²⁾ Manual of Steel Construction. Load & Resistance Factor Design. PART 2: INTRODUCTION TO LRFD

¹⁽³⁾ Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: Jack C. McCORMAC. Capítulo 3 y 4.

²⁽³⁾ Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: Jack C. McCORMAC. Capítulo 5 y 6.

2.5.1.2.3. Diseño de los Elementos sometidos a Flexo – Tracción.- Los elementos sometidos a Flexo – Tracción son elementos estructurales sometidos a la acción simultánea de fuerzas normales de tracción y momentos flexionantes, que pueden actuar alrededor de uno de los ejes centroidales y principales de sus secciones transversales o tener componentes según los dos ejes principales. Su importancia es fundamental, ya que los elementos en compresión axial pura no existen prácticamente nunca en estructuras reales en las que, debido a, principalmente a la continuidad entre los diversos miembros que las componen, la tracción se presenta acompañada por flexión.¹⁽³⁾

2.5.1.2.4. Diseño de miembros sometidos a Flexión Biaxial.- De la mecánica de materiales sabemos que toda sección transversal de viga tiene un par de ejes principales y ortogonales, para los cuales el producto de inercia es nulo. Si la flexión ocurre respecto a cualquier otro eje que no sea principal se tendrá una flexión asimétrica o flexión biaxial.²⁽³⁾

2.5.1.2.5. Diseño de Uniones.- Se debe tener una mayor consideración en las uniones, esto debido a que, las pruebas de laboratorio en fallas estructurales han demostrado que las fallas se originan en las conexiones y no en los miembros estructurales.

Conexiones Atornilladas.- Los dos tipos de tornillos que se emplean para las conexiones de miembros estructurales son los tornillos ordinarios (A307) y los tornillos de alta resistencia (A325 y A490). Los tornillos de alta resistencia se fabrican a base de acero al carbono tratado térmicamente y aceros aleados.³⁽³⁾

El espesor de las planchas a conectar determina en cada caso la longitud necesaria de los pernos. De la longitud total de la rosca y la longitud de apriete depende si la rosca se halla o no incluida en los planos de corte⁽⁷⁾.

¹⁽³⁾ Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: Jack C. McCORMAC. Capítulo 11.2

²⁽³⁾ Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: Jack C. McCORMAC. Capítulo 10.5

³⁽³⁾ Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: Jack C. McCORMAC. Capítulo 12.2. ó Véase Anexo A-1.

⁽⁷⁾ DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS: Dra. Ing. María Graciela Fratelli. Capítulo 3.6.3.

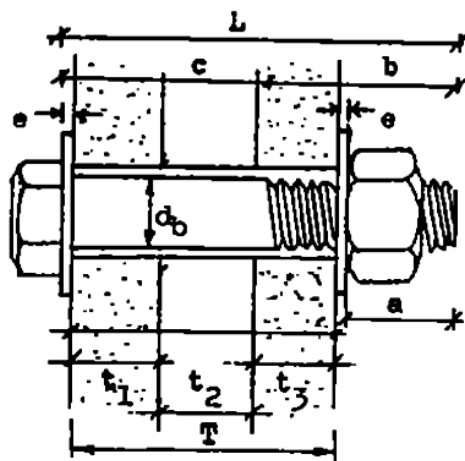


Figura 2.3 Longitud de los pernos.

Donde:

d_b : Diámetro nominal del perno

L : Longitud total del perno

c : Longitud del cuerpo

a : Longitud de apriete

b : Longitud de rosca

T : Agarre

e : Espesor de la arandela

Longitudes de los pernos de alta resistencia A 325 y A 490

d_b		a mínimo		b mínimo	
mm	pulgadas	mm	pulgadas	mm	pulgadas
13	1/2	18	11/16	25	1
16	5/8	22	7/8	32	1 1/4
19	3/4	25	1	35	1 3/8
22	7/8	29	1 1/8	40	1 1/2
25	1	32	1 1/4	45	1 3/4
29	1 1/8	40	1 1/2	50	2
32	1 1/4	42	1 5/8	50	2
35	1 3/8	45	1 3/4	55	2 1/4
40	1 1/2	50	1 7/8	55	2 1/4

Tabla 2.3 Longitud de los pernos.

Verificación al bloque de cortantes.- El procedimiento se basa en la hipótesis de que una de las dos superficies de falla se fractura y la otra fluye.¹⁽³⁾

La resistencia nominal en tracción es $F_u A_{nt}$ por fractura y $F_y A_{gt}$ por fluencia, donde A_{nt} y A_{gt} son las áreas neta y total a lo largo de la superficie de tracción.

Tomando el esfuerzo cortante de fluencia y el esfuerzo ultimo como el 60% de los valores para tracción, la resistencia nominal por fractura cortante es $0.6 F_u A_{nv}$ y la resistencia por fluencia cortante es $0.6 F_y A_{gv}$, donde A_{nv} y A_{gv} son las áreas neta y total a lo largo de la superficie de contacto.

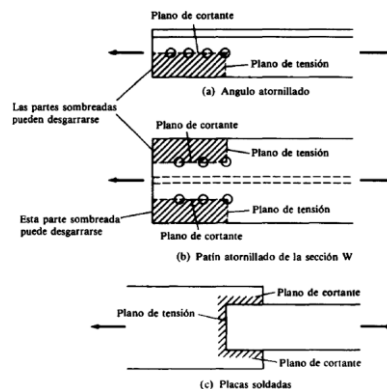


Figura 2.4 Cortantes y tracciones combinadas

2.5.1.2.6. Diseño de la placa de asiento para vigas.- Si los extremos de las vigas se apoyan directamente sobre elementos de hormigón o mampostería, es necesario distribuir las reacciones de las vigas por medio de placas de asiento o apoyo. Se supone que la reacción se distribuye uniforme a través de la placa sobre la mampostería y que la mampostería reacciona contra la placa con una presión uniforme igual a la reacción factorizada R_u dividida entre el área A de la placa.²⁽³⁾

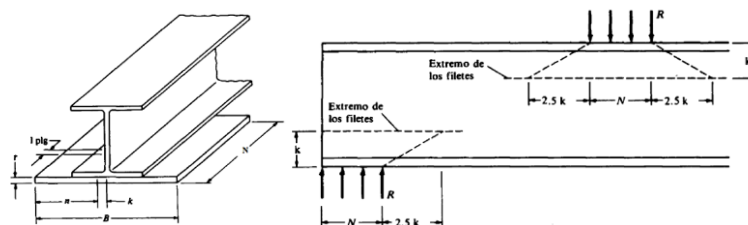


Figura 2.5 Placa de asiento para vigas.

¹⁽³⁾ Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: Jack C. McCORMAC. Capitulo 3, Apartado 3.7

²⁽³⁾ Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: Jack C. McCORMAC. Capitulo 10.

2.5.1.2.7. Diseño del pernos de anclaje.- El diseño del perno de anclaje se lo hace considerando algunas precauciones propuestas por los autores Shipp y Haninger, quienes sugieren, una tabla según el tipo de acero utilizado, las longitudes mínimas a las que se deben embeber o anclar los pernos, según la siguiente tabla:

Bolt Type, Material	Minimum Embedded Length	Minimum Embedded Edge Distance
A307, A36	12 d	5 $d > 4$ in.
A325, A449	17 d	7 $d > 4$ in.

En la que d es el diámetro nominal del perno estas son distancias conservadoras.

2.5.2. Estructura aporticada.- El diseño de la estructura aporticada estará fundamentada en base a la Normativa Boliviana de Hormigón Armado CBH-87⁽¹⁾.

2.5.2.1. Resistencia de cálculo.- Se considerará como resistencias de cálculo, o de diseño del hormigón (en compresión f_{cd} o en tracción $f_{ct,d}$), el valor de la resistencia característica adoptada para el proyecto, dividido por un coeficiente de minoración γ_c .

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

Donde:

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón a compresión.

γ_c : Coeficiente de minoración.

Cuando se trate de elementos hormigonados verticalmente, la resistencia de cálculo deberá reducirse además en un 10 %, para tener en cuenta la disminución de calidad que el hormigón de estas piezas experimenta por efecto de su modo de puesta en obra y compactación.

Se considera como resistencia de cálculo o de diseño del acero, el valor f_{yd} , dado por:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Donde:

f_{yk} : Límite elástico característico del acero.

γ_s : Coeficiente de minoración.

2.5.2.2. Diagrama de cálculo Tensión – Deformación

Hormigón Armado.- Para el cálculo de secciones sometidas a solicitaciones normales en los estados límites últimos y de acuerdo al grado de precisión requerido y según la naturaleza del problema de que se trate, se puede adoptar uno de los diagramas convencionales siguientes, llamándose la atención respecto a que dichos diagramas no sirven para la determinación del módulo de deformación longitudinal:

- **Diagrama Parábola-Rectángulo:** Formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo.

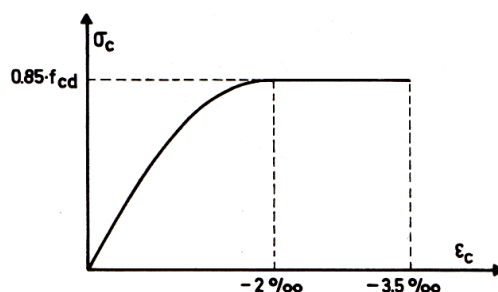


Figura 2.6 Diagrama parábola – rectángulo.

El vértice de la parábola se encuentra en la abscisa 2 por mil (deformación de rotura del hormigón a compresión simple) y el vértice extremo del rectángulo en la abscisa 3,5 por mil (deformación de rotura del hormigón, en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión igual a $0.85 f_{cd}$.

- **Diagrama Rectangular:** Formado por un rectángulo, cuya altura es igual a $0.80 x$, siendo x la profundidad del eje neutro y la anchura $0.85 f_{cd}$.

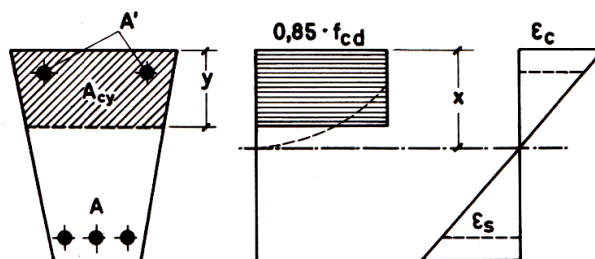


Figura 2.7 Diagrama rectangular.

Acero estructural.- Diagrama de proyecto tensión-deformación es el que se adopta como base de los cálculos, a un nivel de confianza del 95 %.

Diagrama característico tensión-deformación del acero, en tracción, es aquel que tiene la propiedad de que los valores de la tensión, correspondientes a deformaciones no mayores del 10 por mil, presentan un nivel de confianza del 95 % con respecto a los correspondientes valores obtenidos en ensayos de tracción.

Los diagramas de cálculo tensión-deformación del acero (en tracción o en compresión) se deducen de los diagramas de proyecto, mediante una afinidad oblicua, paralela a la recta de Hooke de razón igual a: $1/\gamma_s$.

La deformación del acero en tracción se limita al valor 10 por mil, y la de compresión, al valor 3,5 por mil. Los diagramas se presentan a continuación.

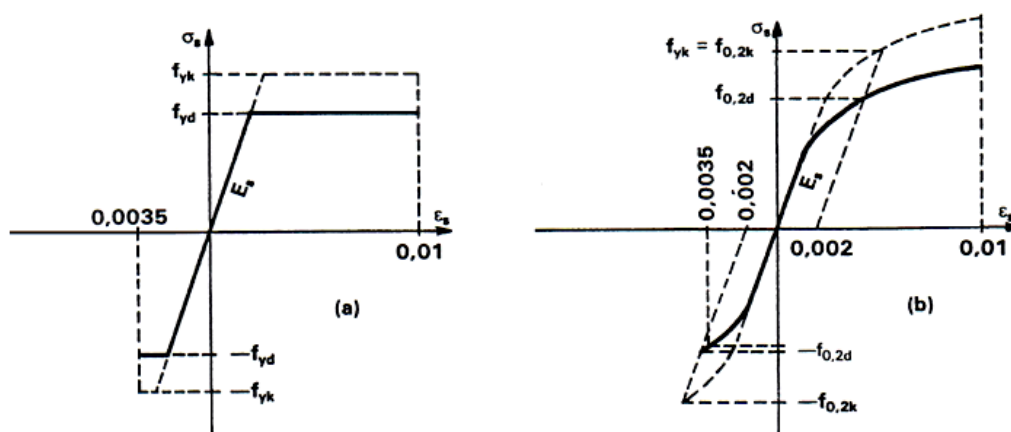


Figura 2.8 Diagramas de cálculo tensión-deformación del acero.

2.5.2.3. Módulo de deformación longitudinal

Hormigón Armado.- Para cargas instantáneas o rápidamente variables, el módulo de deformación longitudinal inicial E_o del hormigón (pendiente de la tangente en el origen de la curva real $\sigma - \epsilon$), a la edad de j días, puede tomarse igual a:

$$E_o = 21000 \cdot \sqrt{f_{cj}} \quad ; \quad \text{en kg/cm}^2.$$

Donde: f_{cj} : Resistencia característica a compresión del hormigón a j días de edad.

Como módulo instantáneo de deformación longitudinal, secante, E_s (pendiente de la secante), se adoptará:

$$E_s = 19000 \cdot \sqrt{f_j} \quad ; \quad \text{en kg/cm}^2.$$

Válido siempre que las tensiones en condiciones de servicio no sobrepasen el valor de $0,5f_j$, en esta expresión debe entrarse con f_j en MPa.

Como valor medio del módulo secante de la deformación longitudinal del hormigón E_{cm} , se adoptará el dado por la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} E_{cm} &= 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad ; \quad \text{en MPa.} \\ E_{cm} &= 44000 \cdot (f_{ck} + 80)^{1/3} \quad ; \quad \text{en kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Normalmente, f_{ck} está referido a la edad de 28 días y por consiguiente el valor de E_{cm} corresponde a dicha edad. Sin embargo, puede utilizarse igualmente la misma expresión para deducir E_{cm} a partir de una resistencia $f_j(t_o)$, correspondiente a una edad t_o , dada.

Cuando se trate de cargas duraderas o permanentes podrá tomarse como valor de E los dos tercios de los valores anteriores, en climas húmedos, y los dos quintos, en climas secos.

Acero estructural.- Como módulo de deformación longitudinal para el acero se tomará:

$$E_s = 210.000,00 \text{ MPa.}$$

2.5.2.4. Disposición de las armaduras.- Las armaduras que se utilizan en el hormigón armado pueden clasificarse en principales y secundarias, debiendo distinguirse entre las primarias las armaduras longitudinales y las armaduras transversales.

El principal objetivo de las armaduras longitudinales es el de absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o tracción directa, o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón.

Las armaduras transversales se emplean para absorber las tensiones de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores), para asegurar la necesaria ligadura entre armaduras principales, de forma que se impida su pandeo y la formación de fisuras localizadas.

En cuanto a las armaduras secundarias, son aquellas que se disponen, bien por razones meramente constructivas, bien para absorber esfuerzos no preponderantes, más o menos parásitos. Su disposición puede ser longitudinal o transversal.

Distancia entre barras.- Las barras de acero que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado deben tener unas separaciones mínimas, para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden coqueras o espacios vacíos. La Norma Boliviana de Hormigón Armado recomienda los valores que se indican a continuación:

- a) La distancia libre, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que el mayor de los tres valores siguientes:
 - Dos centímetros.
 - El diámetro de la barra más gruesa.
 - 1,25 veces el tamaño máximo del árido.
- b) Si se disponen de dos o más capas horizontales de barras de acero, las de cada capa deben situarse en correspondencia vertical una sobre otra, y el espacio entre columnas de barras debe ser tal que permita el paso de un vibrador interno.
- c) En forjados, vigas y elementos similares pueden colocarse en contacto dos barras de la armadura principal de $\varnothing \leq 32\text{mm}$ (una sobre otra), e incluso tres barras de $\varnothing \leq 25\text{mm}$. El disponer estos grupos de barras (así como el aparear los estribos) es una práctica recomendable cuando haya gran densidad de armaduras para asegurar el buen paso del hormigón y que todas las barras queden envueltas por él.

Distancia a los paramentos.- Se denomina recubrimiento geométrico de una barra, o simplemente recubrimiento, a la distancia libre entre su superficie y el paramento más próximo de la pieza. El objeto del recubrimiento es proteger las armaduras tanto de la corrosión como de la acción del fuego, por ello es fundamental la buena compacidad del hormigón del recubrimiento, más aun que su espesor.

Las diferentes normas establecen para los recubrimientos las limitaciones coincidentes con las que recomendamos a continuación:

- a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.
- b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. Si es necesario disponer un mayor recubrimiento y salvo casos especiales de ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento, para sujetar el hormigón del mismo.

En la siguiente tabla se recomiendan los recubrimientos mínimos para diferentes casos:

Para losas y paredes en el interior de los edificios	1,5 cm
Para losas y paredes al aire libre	1,5 cm
Para vigas y pilares en el interior de edificios	1,5 cm
Para vigas y pilares al aire libre	2 cm
Para piezas en contacto con el suelo	3 cm
Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo	4 cm

Tabla 2.4 Recubrimientos Mínimos.

Anclaje de las armaduras.- Los anclajes extremos de las barras deben asegurar la transmisión mutua de esfuerzos entre el hormigón y el acero, de tal forma que se garantice que este es capaz de movilizar toda su capacidad mecánica sin peligro para el hormigón. El anclaje se lo consigue gracias al mecanismo de la adherencia.

Es muy aconsejable, como norma general, disponer los anclajes en zonas en las que el hormigón este sometido a compresiones y, en todo caso, deben evitarse las zonas de fuertes tracciones. Esto conduce, en vigas, a llevar la armadura de momento negativo, sobre apoyos intermedios, al menos hasta una distancia de estos del orden del quinto de la luz; y en apoyos extremos, a bajar las armaduras, dobladas a 90° por la cara más alejada del soporte.

La longitud de anclaje de una armadura, es función: de sus características geométricas de adherencia, de la resistencia del hormigón, y de la posición de la barra con respecto a la dirección del hormigonado, del esfuerzo en la armadura y de la forma del dispositivo de anclaje. Existen muchas formas para calcular la longitud de anclaje, como ser: por prolongación recta, por gancho o patilla, por armaduras transversales soldadas, por dispositivos especiales. Se usarán las fórmulas para el cálculo de la longitud de anclaje por prolongación recta:

$$\ell_{bI} = m * \varnothing^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} * \varnothing \geq 15 \text{ cm} \quad \ell_{bII} = 1,4 * m * \varnothing^2 \geq \frac{f_{yk}}{14} * \varnothing \geq 15 \text{ cm}$$

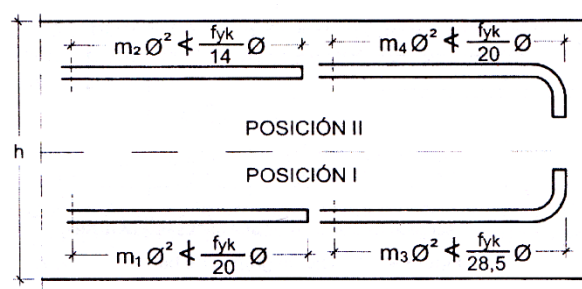


Figura 2.9 Longitud de anclaje, en centímetros.

Donde:

ℓ_{bI} : Longitud de anclaje por prolongación recta, posición I, en cm.

ℓ_{bII} : Longitud de anclaje por prolongación recta, posición II, en cm.

m : 14 Coeficiente que para Hormigón H 20 y Acero AH 400.

$\varnothing$: Diámetro de la armadura de acero, cm.

f_{yk} : Limite elástico característico del acero, en N/mm^2 .

Empalmes de las armaduras.- Los empalmes son utilizados para transmitir los esfuerzos de una barra a la otra, por medio de un anclaje. La Norma Boliviana del Hormigón Armado recomienda que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas, no rebase 0,1 mm,

y que, para asegurar la transmisión del esfuerzo de una barra a la otra, el espesor del hormigón que rodea al empalme, sea como mínimo el de 2 veces el diámetro de las barras. Los empalmes podrán realizarse por traslapo o por soldadura.

Empalmes por traslapo.- Es el tipo de empalme más común, no es aconsejable utilizarlo en barras de diámetro mayor a 25 mm., ni tampoco en tirantes. Entre las barras que se empalman, se desarrollan acciones tangentes que deben ser absorbidas por armadura transversal.

Empalmes sin ganchos.- El tamaño del empalme es igual al tamaño de anclaje corregido por un coeficiente α que toma en cuenta, la cantidad de barras traccionadas empalmadas en la misma región, además depende de:

$$l_v = \alpha * l_{b,neto}$$

- Del porcentaje de barras empalmadas en la misma sección.
- El largo del empalme, también depende de la distancia “a” que es la distancia entre ejes de las barras empalmadas, en la misma sección transversal.
- También depende la distancia “b” que la distancia de la barra empalmada desde el extremo hasta la parte externa de la pieza.



Empalme por Traslapo

Distancia entre los empalmes más próximos (Figura 66.6.2)	Porcentaje de barras solapadas trabajando a tracción, con relación a la sección total de acero					Barras solapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20	25	33	50	>50	
$a \leq 10 \varnothing$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$a > 10 \varnothing$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

Tabla 2.5 Valores del Coeficiente α .

2.5.2.5. Estados límites.- Todas las estructuras deben reunir las condiciones adecuadas de seguridad, funcionalidad y durabilidad, con el objeto de que pueda rendir el servicio para el que fue proyectada.

Los Estados Límites pueden clasificarse en:

a) Estados Límites Últimos (ELU), que son aquellos que corresponden a la máxima capacidad resistente de la estructura. Se relaciona con la seguridad de la estructura y son independientes de la función que esta cumpla. Los más importantes no dependen del material que constituye la estructura y son los de:

- **Equilibrio.-** Definido por la pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido.
- **Agotamiento.-** definidos por el agotamiento resistente o la deformación plástica excesiva de una o varias secciones de los elementos de la estructura.
- **Pandeo o inestabilidad.-** de una parte o del conjunto de la estructura.
- **Adherencia.-** Caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras y el hormigón que las rodea.
- **Anclaje.-** Caracterizado por el cedimiento de un anclaje.
- **Fatiga.-** Caracterizado por la rotura de alguno de los materiales de la estructura por efecto de la fatiga, bajo la acción de cargas dinámicas.

b) Estado Límite de Servicio (ELS, también llamados Estado Límite de Utilización), que corresponden a la máxima capacidad de servicio de la estructura. Se relacionan con la funcionalidad, la estética y la durabilidad de la estructura, y depende de la función que deba cumplir, los más importantes son los de:

- **Deformación.-** Caracterizado por alcanzarse una determinada deformación (flechas, giros) en un elemento de la estructura. Se estudia respecto a la estructura o elemento estructural.

- **Fisuración.-** Caracterizado por el hecho de que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcance un determinado valor límite, función de las condiciones ambientales en que dicha pieza se encuentre y de las limitaciones de uso que correspondan a la estructura en cuestión. Se estudia respecto a la sección.
- **Vibraciones.-** Caracterizado por la presencia de vibraciones de una determinada amplitud o frecuencia en la estructura. Se estudia respecto a la estructura o elemento estructural.

c) Estados límites de durabilidad (ELD), que corresponde a la duración de la estructura (vida útil). Está relacionada con necesidad de garantizar una duración mínima (vida útil) de la integridad de la estructura.

2.5.2.6. Acciones de carga sobre la estructura.- Una acción es un conjunto de: fuerzas concentradas y repartidas, y deformaciones impuestas, o impedidas parcial o totalmente, debidas a una misma causa y que aplicadas a una estructura o elemento estructural, son capaces de producir en ella estados tensionales.

Las acciones que en general actúan en los edificios son las que se definen a continuación:

- Acción gravitatoria.** Es la producida por el peso de los elementos constructivos, de los objetos que puedan actuar por razón de uso. En ciertos casos puede ir acompañada de impactos o vibraciones.
- Acción del viento.** Es la producida por las presiones y succiones que el viento origina sobre las superficies.
- Acción térmica.** Es la producida por las deformaciones debidas a los cambios de temperatura.
- Acción reológica.** Es la producida por las deformaciones que experimentan los materiales en el transcurso del tiempo por retracción, fluencia bajo las cargas u otras causas.
- Acción sísmica.** Es la producida por las aceleraciones de las sacudidas sísmicas.
- Acción del terreno.** Es la producida por el empuje activo o el empuje pasivo del terreno sobre las partes del edificio en contacto con él.

2.5.2.7. Hipótesis de carga para la estructura de hormigón Armado.- Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procederá de la siguiente forma, partiendo de las acciones de cálculo. Para cada fase de comprobación y para cada estado límite de que se trate se considerarán las hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.⁽¹⁾

$$\textbf{Hipótesis I:} \quad \gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} * Q$$

$$\textbf{Hipótesis II:} \quad 0.9(\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} Q) + 0.9 * \gamma_{fq} * W$$

$$\textbf{Hipótesis III:} \quad 0.8(\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$$

G : Valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter permanente.

Q : Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, excepto las sísmicas.

Q_{eq} : Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, durante la acción sísmica.

W : Valor característico de la carga del viento.

W_{eq} : Valor característico de la carga de viento, durante la acción sísmica. En general, se tomará $W_{eq} = 0$. En situación topográfica muy expuesta al viento se adoptará: $W_{eq} = 0.25 * W$.

F_{eq} : Valor característico de la acción sísmica.

2.5.2.8. Metrado de cargas sobre la estructura.- El metrado de cargas es una técnica con la cual se estiman las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen al edificio.

Como regla general, al metrar cargas debe pensarse en la manera como se apoya un elemento sobre otro; por ejemplo (ver figura 2.10), las cargas existentes en un nivel se transmiten a través de la losa del techo hacia las vigas (o muros) que la soportan, luego,

⁽¹⁾ Véase: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 7.4.2.

estas vigas al estar apoyadas sobre las columnas, le transfieren su carga; posteriormente, las columnas transmiten la carga hacia sus elementos de apoyo que son las zapatas; finalmente, las cargas pasan a actuar sobre el suelo de cimentación.

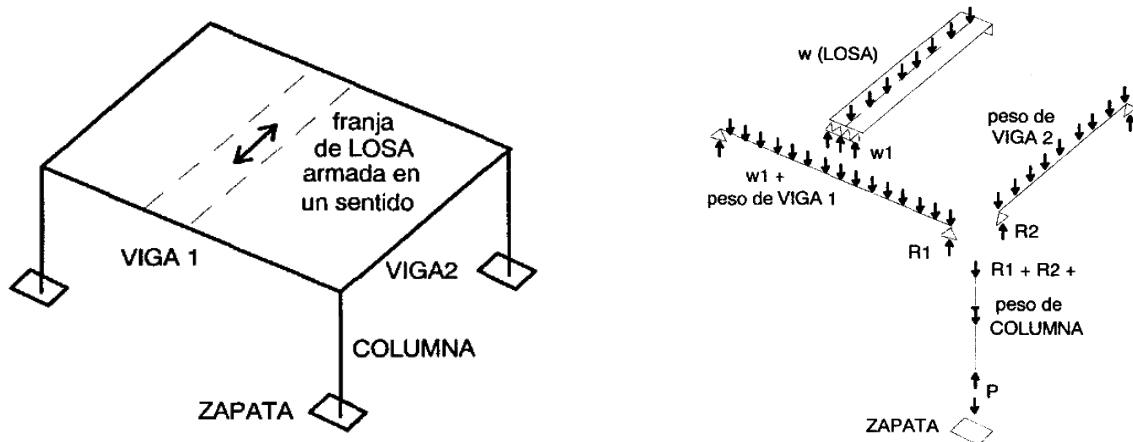


Figura 2.10 Transmisión de las Cargas Verticales.

Máximos Momentos Flectores en Vigas de Edificios.- En un edificio las sobrecargas (SC) actúan en forma esporádica sobre sus ambientes (Figura 2.11); es decir, un día el ambiente puede estar sobrecargado y al otro día descargado. Esta continua variación en la posición de la sobrecarga origina los máximos esfuerzos en los diversos elementos estructurales, que deben ser contemplados en el diseño.

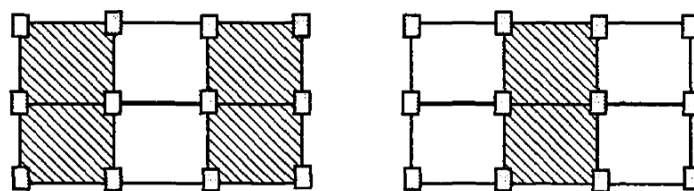


Figura 2.11 Variación en la Posición de la SC.

Máximo Momento Flector Positivo.- Para determinar el máximo momento flector positivo debe buscarse que los extremos del tramo sobrecargado roten lo mayor posible, asimilando el tramo en análisis al caso de una viga simplemente apoyada.

Esta condición se logra sobrecargando en forma alternada los tramos. Para la viga que se muestra en la Fig. 2.12, los máximos momentos positivos en los tramos 1-2 y 3-4 se logran

sobrecargando en forma simultánea dichos tramos y descargando al tramo central, ya que si se hubiese sobrecargado también al tramo central, la deformada se aplastaría y las rotaciones de los nudos 2 y 3 decrecerían; cabe destacar que ante esa hipótesis de carga podría ocurrir inversiones de esfuerzos en la región central del tramo 2-3. En cambio, el máximo momento positivo en el tramo central (2-3) se obtiene sobrecargando sólo ese tramo y descargando los paños adyacentes.

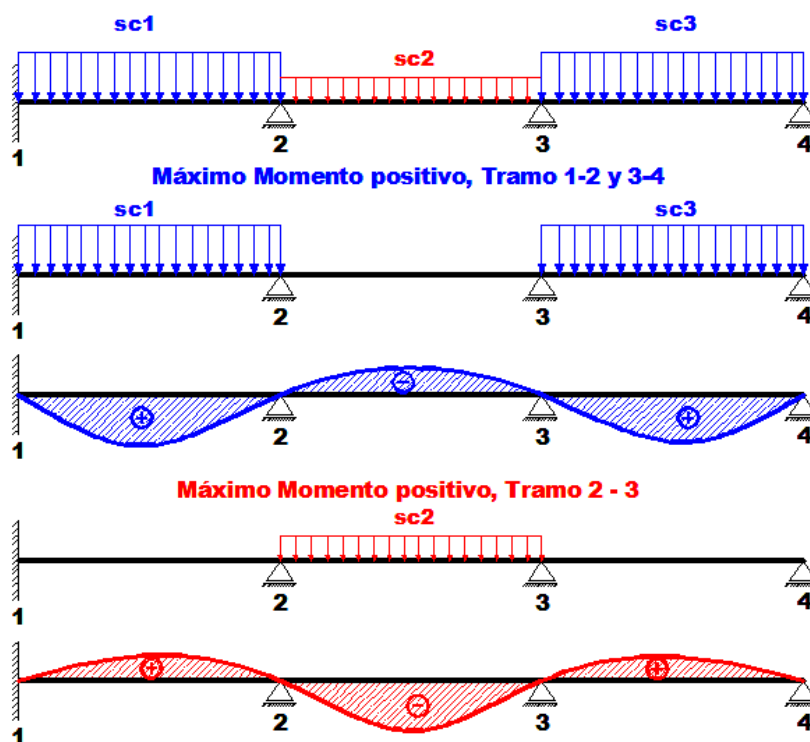


Figura 2.12 Alternación de cargas, para obtener el máximo momento positivo.

Para el caso de los pórticos se sobrecarga con una disposición en forma de "*damero*"; aunque, para estos casos, puede emplearse el modelo simplificado de la Norma CBH-87 (Fig. 2.13). Cabe mencionar que cualquiera fuese el caso, se necesita resolver tan sólo dos hipótesis de carga para obtener los máximos momentos positivos en todas las vigas del pórtico⁽¹⁾.

⁽¹⁾ Véase: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 9.6.

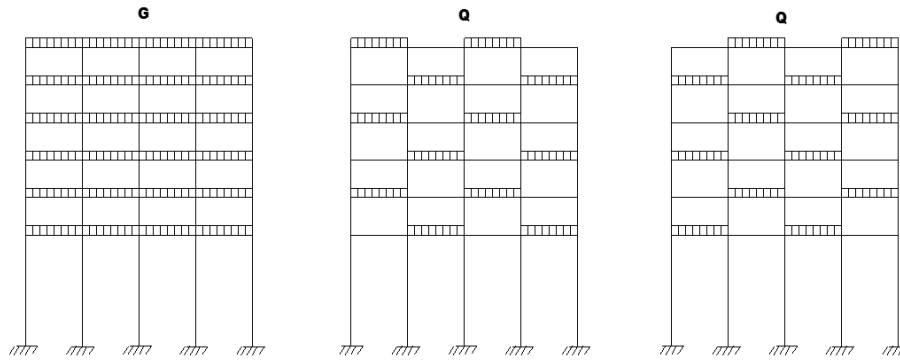


Figura 2.13 Hipótesis de carga para determinar las solicitaciones más desfavorables.

Máximo Momento Flector Negativo.- Si se desea obtener el máximo momento flector negativo en un nudo, debe tratarse que ese nudo rote la menor cantidad posible, mientras que el nudo opuesto tiene que rotar lo mayor posible, tratando de asimilar el tramo sobrecargado al caso de una viga empotrada en el extremo en estudio y articulada en el otro (Fig. 2.14). Esta condición permite además calcular la máxima fuerza cortante.

$$M = \frac{q * l^2}{8} \quad V = 1.25 * \frac{q * l}{2}$$

$$M = \frac{q * l^2}{12} \quad V = \frac{q * l}{2}$$

Máximo Momento flector negativo en el Nudo 3

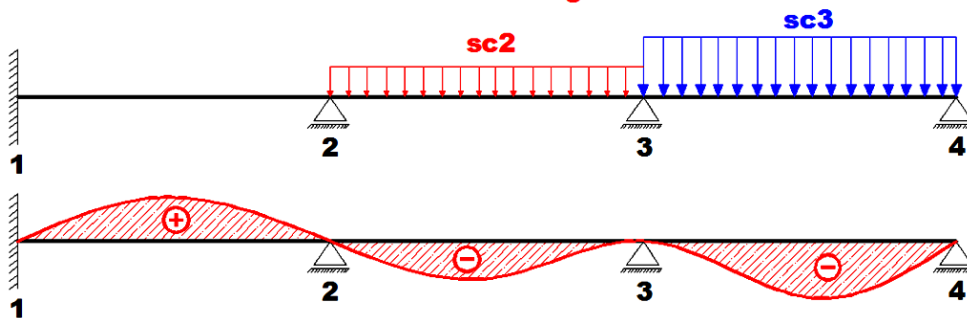


Figura 2.14 Máximo momento flector negativo.

Para las vigas que constan de muchos tramos, puede analizarse sólo los nudos de interés, adoptando modelos simplificados como los mostrados en la Fig. 2.15.

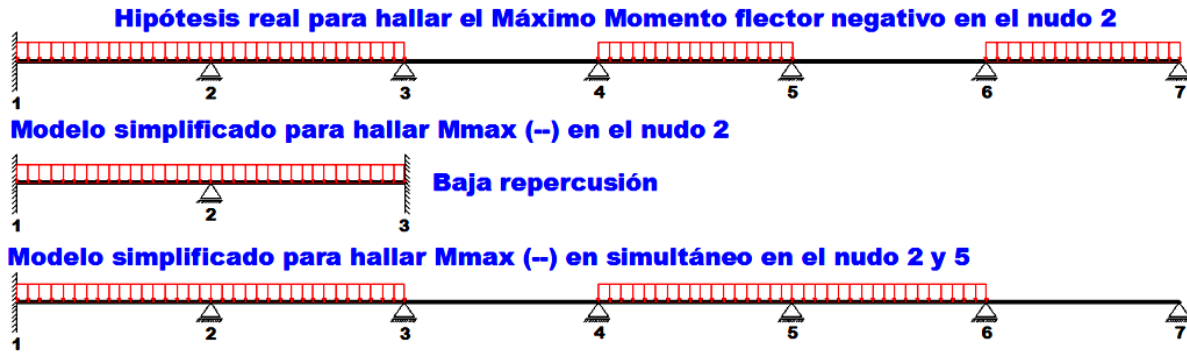


Figura 2.15 Modelos simplificados para obtener el máximo momento negativo.

Sin embargo, ha podido observarse que mientras no exista mucha variación en la magnitud de la sobrecarga, así como en las longitudes de los tramos, es suficiente con sobrecargar todos los tramos para calcular simultáneamente los máximos momentos negativos en todos los nudos.

2.5.2.9. Diseño de los elementos de Hormigón Armado H^oA^o

Antes de abordar el cálculo del agotamiento de secciones sometidas a flexión y axil, es preciso plantear una serie de hipótesis de comportamiento. Tres de estas hipótesis son válidas para cualquier método de cálculo de secciones: la planeidad de secciones, la compatibilidad de deformaciones y el equilibrio.

En cambio, las ecuaciones constitutivas de los materiales, que constituye la cuarta hipótesis básica, varía según el método que se utiliza.

El método general de resolución de un problema de tensiones normales, sea de dimensionamiento, sea de comprobación, consiste en la resolución de un sistema de tres ecuaciones. Estas ecuaciones son:

- a) Ecuación de equilibrio de axiles.-** La suma de las tensiones en una cara de la rebanada estudiada debe ser igual que el esfuerzo axil en esa misma cara:

$$\sum A_c * \sigma_{cy} + A_{s1} * \sigma_{s1} + A_{s2} * \sigma_{s2} = N$$

b) Ecuación de equilibrio de momentos.- La suma de momentos de las tensiones en una cara de la rebanada, deben ser iguales al momento flector en esa misma cara:

$$\sum A_c * \sigma_{cy} + A_{s1} * \sigma_{s1} + A_{s2} * \sigma_{s2} = N * e$$

c) Ecuación de compatibilidad de deformaciones.- Relación lineal entre las deformaciones de las diferentes fibras de la sección.

Para plantear las ecuaciones es preciso que este previamente definida la ecuación constitutiva del hormigón, es decir, hay que decidir que método se va a utilizar, si el parábola – rectángulo (P-R) o el rectangular (R).

2.5.2.9.1. Vigas.- Las vigas son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a flexión. En el presente proyecto se trata de secciones rectangulares de hormigón armado sometidas a solicitaciones normales en el estado límite último de agotamiento, por rotura o por exceso de deformaciones plásticas, donde existen fibras comprimidas y fibras traccionadas. El método seleccionado para su cálculo es el diagrama rectangular.

Cálculo a flexión simple.- Se empleara la tabla universal de cálculo de flexión simple o compuesta en el caso más elemental de flexión simple sin armadura de compresión proporcionan los valores de la cuantía ω , en función del momento reducido μ :

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 * b_w * f_{cd}} < \mu_{lim} \quad \omega = \frac{A_s * f_{yd}}{d * b_w * f_{cd}}$$

b_w : Ancho de la sección.

d : Canto útil.

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$: Resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$: Resistencia de cálculo del acero (tracción o compresión).

M_d : Momento flector de agotamiento o de cálculo.

μ_d : Momento flector reducido de cálculo.

ω = Cuantía mecánica (Véase Anexo A-1).⁶

Se recomienda, sin embargo, por razones diferentes de las económicas, limitar la contribución del hormigón de tal modo que la profundidad de la zona comprimida valga menos de $0,45 d$ y no más.

De este modo el valor del momento reducido μ_{lim} es independiente del tipo de acero utilizado y su valor es:

$$\xi = 0,450 \quad \mu_{lim} = 0,252 \quad \omega = 0,310$$

Proceso de cálculo de la armadura longitudinal a tracción: Se presentan dos casos:

a) Para el primer caso cuando la viga no necesite armadura a compresión, se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción.

- 1) Se comienza por determinar μ_d y se verifica que esta sea menor al límite $\mu_d < \mu_{lim}$.
- 2) Con el valor de μ_d entrar en las tablas y determinar el valor de ω .
- 3) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

$$A_s = \frac{\omega * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}}$$

- 4) Las recomendaciones del código, ofrece los valores de las cuantías geométricas mínimas (ω_{min}) que, en cualquier caso, deben disponerse en los diferentes tipos de elementos estructurales, en función al acero utilizado, con el objeto de cubrir los riesgos de fisuras por efecto de la retracción y variaciones de temperatura, la armadura de tracción debe tener un valor mínimo de:⁽¹⁾

⁶ Verse: “Hormigón Armado” (14ª edición). Apartado 14.4 Tabla 14.3.

⁽¹⁾ Verse: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 8.1.7.3.

$$\omega_{min} = \frac{A_s}{A_c} \quad A_{s\ min} = \omega_{min} * b_w * h$$

A_s : Área del acero (en tracción o en compresión).

A_c : Área del hormigón (área total, referida normalmente al canto útil).

ω_{min} : Cuantía geométrica mínima (Véase Anexo A-1 del presente proyecto).

- 5) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriormente mencionados y se calcula la separación libre entre armaduras.¹⁽¹⁾

$$S = \frac{(b_w - 2 * \phi_{est} - N^{\circ} Hierros * \phi_{long.} - 2 * r)}{N^{\circ} Hierros - 1}$$

b) Para el segundo caso, cuando la viga necesite armadura de compresión.

- 1) Determinar la cuantía mecánica para la armadura a tracción y compresión

$$\omega_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{dlim}}{1 - \delta'} \quad \omega_{s1} = \omega_{lim} + \omega_{s2}$$

ω_{lim} : Cuantía mecánica límite.

ω_{s1} : Cuantía mecánica para la armadura a tracción

ω_{s2} : Cuantía mecánica para la armadura a compresión

$\delta' = r/d$: Relación entre el recubrimiento y el canto útil.

r : Recubrimiento geométrico.

- 2) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

$$A_{s1} = \frac{\omega_{s1} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{s2} = \frac{\omega_{s2} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}}$$

A_{s1} : Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.

A_{s2} : Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de compresión.

- 3) Calcular la armadura mínima: Del mismo modo que en el anterior caso.
4) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriormente mencionados.

¹⁽¹⁾ Verse: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 12.5.2.

Cálculo de la armadura transversal.- El hormigón y las armaduras en conjunto resisten el esfuerzo cortante, la armadura transversal está constituida por estribos, barras levantadas. En virtud a todos los efectos favorables, el hormigón puede resistir el esfuerzo cortante sin armadura si:²⁽¹⁾

$$V_{cu} \geq V_d \quad V_{cu} = f_{vd} * b_w * d \quad f_{vd} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

V_{cu} : Cortante absorbido por el hormigón.

V_d : Cortante de cálculo del hormigón.

f_{vd} : Resistencia convencional del hormigón a cortante.

La norma recomienda, en todas las piezas de hormigón armado se debe colocar por lo menos una armadura mínima; así, para el estribo vertical es el 2 %, de la sección transversal de la pieza multiplicada por la separación entre planos de estribos (s).

$$\frac{A_{st \text{ min}} * f_{yd}}{S_{en} \propto} \geq 0,02 * f_{cd} * b_w$$

Cuando el cortante real es mayor que el cortante que resiste la pieza $V_{cu} \leq V_d$, es necesario colocar una armadura transversal para resistir el esfuerzo cortante residual, de la diferencia.

$$V_d > V_{cu} \quad V_d = V_{cu} + V_{su} \rightarrow V_{su} = V_d - V_{cu}$$

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

V_{su} : Cortante resistido por la armadura transversal.

V_{ou} : Cortante maximo de agotamiento por compresion del alma.

V_d debe ser menor o igual que V_{ou} , y mayor que V_{cu} , caso contrario, se debe cambiar las dimensiones de la sección transversal.

²⁽¹⁾ Verse: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 8.2.

$$A_{st} = \frac{V_{su} * s}{0.9 * d * f_{yd}}$$

Donde s es la separación entre planos de cercos ó estribos, debe cumplir la condición:

$$s_{t\max} < 0,75 * d < 300 \text{ mm}$$

Armadura de piel.- En las vigas de canto igual o superior a 60 cm se dispondrán unas armaduras longitudinales de piel que por norma no se debe emplear diámetros inferiores a 10 mm si se trata de acero ordinario y a 8 mm si se trata de acero ordinario con separación máxima entre barras de 30 cm y cuantía geométrica mínima en cada cara, referida al alma, igual a:

$$\frac{100 * A_{s\text{piel}}}{b(2d - h)} \geq 0,05$$

2.5.2.9.2. Columnas.- Las columnas o pilares de hormigón armado forman piezas, generalmente verticales, en las que la sollicitación normal es la predominante.

La misión principal de los soportes es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra y, en último extremo, al terreno de cimentación, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad resistente.

Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales, y estribos. Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber compresiones en colaboración con el hormigón, tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados.

Los estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, contribuir a resistir esfuerzos cortantes y aumentar su ductilidad y resistencia.⁽¹⁾

⁽¹⁾ Verse: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 8.3.1.2.

Coefficientes de pandeo (k).- Los coeficientes de pandeo para piezas aisladas son los siguientes:

Valor teórico de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Referencia de las condiciones de vínculo de los extremos		Rotación impedida, traslación impedida				
		Rotación libre, traslación impedida				
		Rotación impedida, traslación libre				
		Rotación libre, traslación libre				

Figura 2.16 Coeficientes de pandeo para piezas aisladas.

Esbeltez geométrica y mecánica.- Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_g = l_o/h$ entre la longitud de pandeo l_o y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo, y la esbeltez mecánica a la relación $\lambda = l_o/i_c$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro i_c de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que $i_c = \sqrt{I/A}$, siendo I y A respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón solo (sección bruta).

Los valores límites para la esbeltez mecánica son los que mencionan a continuación:

- Para esbelteces mecánicas $\lambda < 35$ (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.
- Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$, puede aplicarse el método aproximado.
- Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_g < 58$), debe aplicarse el método general.
- No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (geométricas $\lambda_g > 58$).

Flexión esviada.- Se dice que una sección se encuentra en un estado de flexión esviada cuando no se conoce a priori la dirección de la fibra neutra. Este estado se presenta en los casos siguientes:

- En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría, como las secciones en L de lados desiguales.
- En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una solicitación que no está en el plano de simetría.
- En último caso es, sin duda el más frecuente. En el que se encuentran la mayoría de los pilares, pues aunque formen parte de pórticos planos, la acción de viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultaría de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión. La razón de regir el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y a la ausencia, hasta tiempos recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

Sección rectangular con armadura simétrica.- Se trata en este apartado el problema de flexión esviada de mayor importancia práctica, que es el de la sección rectangular de dimensiones conocidas y disposición de armaduras conocidas, en la que, la única incógnita es la armadura total.

Para el dimensionamiento y la comprobación de este tipo de secciones existe un procedimiento sencillo y práctico, que se exponen a continuación.

Ábacos adimensionales en roseta.- Para realizar el cálculo, cuando las piezas que se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizarán los diagramas de interacción adimensionales en flexión recta. Del mismo modo que allí, al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de diagramas de interacción (N, M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N, M_x , M_y). Estas superficies pueden representarse

mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos $N = \text{cte}$. En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta).⁽⁶⁾ Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos (v , μ_x , μ_y), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón¹.

El dimensionamiento de una sección es inmediato si disponemos de una roseta preparada para la misma disposición de armaduras, recubrimientos relativos y límite elástico del acero. Basta entrar, en el sector correspondiente al valor de v del que se trate, con los valores de μ_x , μ_y , para obtener la cuantía mecánica total necesaria w .

Compresión simple.- La compresión simple corresponde al caso ideal en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal N que actúa en el baricentro plástico de la sección.

En la práctica es muy difícil que se presente una compresión simple, dada la incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal. Por esta causa, la mayor parte de las normas recomiendan que las piezas sometidas a compresión se calculen con una excentricidad mínima accidental, o bien que se aumenten convenientemente los coeficientes de seguridad.

Excentricidad mínima de cálculo.- Debido a la dificultad que se tiene en la práctica para que la carga actúe realmente en el baricentro, la Norma Boliviana considera una excentricidad constructiva (dependiendo la dirección en que se está considerando el pandeo), igual al mayor de los dos valores:

$$e \geq \begin{cases} h/20 & \text{ó} & b/20 \\ 2 \text{ cm.} \end{cases}$$

Donde: h : Canto total en la dirección considerada

⁽⁶⁾ Verse: “Hormigón Armado” (14ª edición). Tomo N°2

Excentricidad de primer orden.- Se tomará como excentricidad de primer orden la correspondiente al extremo de mayor momento.

$$e_o = \frac{M}{N_d}$$

Excentricidad ficticia.- Para piezas de sección rectangular, viene dada por:

$$e_{fic} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \cdot \frac{c + 20 \cdot e_o}{c + 10 \cdot e_o} \cdot \frac{l_o^2}{h} \cdot 10^{-4}$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero, en kg / cm^2

c : Canto total medido paralelamente al plano de pandeo que se considerada, en cm .

l_o : Longitud de pandeo de la pieza, igual a $l_o = k \cdot l$, en cm .

Excentricidad total ó de cálculo.- La sección deberá ser dimensionada para una excentricidad total igual a:

$$e_T = e_o + e_{fic}$$

Método general de cálculo.- En el caso de piezas de sección variable, o de gran esbeltez o bien para estructuras especialmente sensibles a los efectos de segundo orden (por ejemplo, pórticos muy altos o flexibles frente a las acciones horizontales), puede ser necesario recurrir al método general de comprobación, en el que, al plantear las condiciones de equilibrio y compatibilidad de la estructura, se consideran los efectos de segundo orden provocados por las deformaciones. Estas deformaciones son evaluadas tomando en cuenta la fisuración, la influencia de las armaduras sobre la rigidez de la pieza y la fluencia. Como se comprende fácilmente, su aplicación requiere el uso de ordenadores y programas especiales, siendo además un método de comprobación y no de dimensionamiento.

Cálculo de la Armadura Longitudinal.- Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12 mm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar.

Momento reducido:

$$\mu = \frac{N_d \cdot e_T}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}}$$

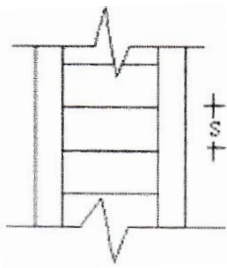
Axil reducido:

$$v = \frac{N_d}{h \cdot b \cdot f_{cd}}$$

De los ábacos en rosetas se determina la cuantía mecánica ω (Véase Anexo A-1)⁽⁶⁾.

$$A_s = \omega \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Cálculo de la Armadura transversal.- Para el cálculo de la armadura transversal en las columnas, la separación entre estribos será:



$$s \leq \begin{cases} b \text{ o } h \text{ (el de menor dimensión)} \\ 15 * \phi_{de \text{ la armadura longitudinal}} \end{cases}$$

El diametro del estribo será:

$$\phi_{Estribo} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} * \phi_{de \text{ la armadura longitudinal}} \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Para atender la necesidad del cálculo

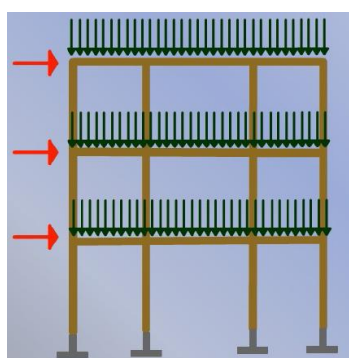
2.5.3. Fundaciones.- El proyecto de la cimentación de un edificio debe ir acompañado por un estudio de terreno, en el que se consideren el tipo de suelo, su granulometría, plasticidad, humedad natural, consistencia compacidad, resistencia, deformabilidad, expansividad y agresividad; la situación del nivel freático; las posibles galerías y; las estructuras colindantes, etc.

Entre las acciones que se debe considerar en el cálculo de las cimentaciones están, en primer lugar, los esfuerzos (axil, momentos y cortantes) transmitidos por la estructura.

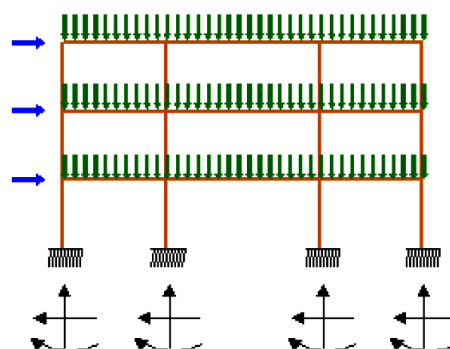
⁽⁶⁾ Verse: “Hormigón Armado” (14ª edición). Apartado 17.3-1.

Además está el peso propio de la cimentación, el del suelo y rellenos situados sobre la misma, el empuje de tierras y, si hay agua, el empuje hidrostático (subpresión).

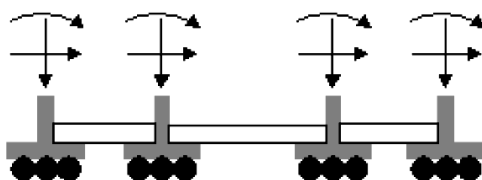
Es práctica habitual separar el cálculo de la cimentación del de la estructura soportada. Esta se analiza en primer lugar, suponiendo que sus pilares están empotrados rígidamente en la cimentación. Luego se calcula la cimentación sometida a acciones opuestas a estas reacciones. Esta forma de proceder presupone que el conjunto formado por la cimentación y el suelo es mucho más rígido que la estructura, de modo que sus pequeños desplazamientos elásticos no alteran apreciablemente los esfuerzos y reacciones de la misma que en general son de apoyo empotrado (Fig. 2.17). Las reacciones que resultan en estos apoyos se toman como cargas sobre la cimentación para el análisis de esta y de su interacción con el suelo.



a) Distribución de cargas.



b) Modelo para el análisis de la cimentación.



c) Modelos separados para análisis de estructura y cimentación.

Figura 2.17 Análisis de la cimentación.

2.5.3.1. Zapatas aisladas.- En las zapatas de espesor variable, el canto en el borde debe ser $h_o \geq h/3$ y no menor que 25 centímetros. El ángulo de inclinación suele tomarse $\beta \leq 30^\circ$, que corresponde, aproximadamente, al ángulo de talud natural del hormigón

fresco, con lo cual podría no ser necesario el empleo de contra encofrado si bien, en este caso, la compactación del hormigón es muy difícil.

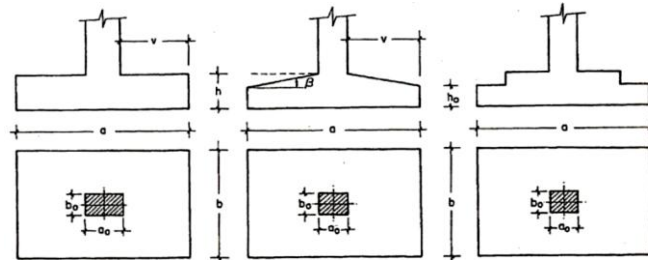


Figura 2.18 Formas típicas de zapatas aisladas.

Dimensionamiento de zapatas aisladas con carga centrada.- Las dimensiones a y b de la planta de la zapata se determinan en función de la tensión admisible para el terreno:

$$\frac{N + P}{a * b} = \sigma_{adm}$$

En donde N es la carga centrada de servicio y P el peso propio de la zapata. En principio, para el peso propio se podrá tomar un valor del orden del 10% de N .

Por razones económicas se dimensionan de modo que no necesiten armadura de cortante. Para ello se recomienda, en el caso de zapatas de espesor constante, no adoptar para el canto útil d valores inferiores al mayor de los siguientes:

$$\left. \begin{aligned} d_1 &= \sqrt{\frac{a_0 * b_0}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} \\ d_2 &= \frac{2 * (a - a_0)}{4 + k} \\ d_3 &= \frac{2 * (b - b_0)}{4 + k} \end{aligned} \right\} \quad k = \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_{adm}}$$

$$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Determinación de las armaduras de tracción.- En el caso de zapatas flexibles (aquellas en las que el mayor de sus vuelos cumple la condición $v > 2 * h$), la determinación de la armadura en tracción debe hacerse aplicando la teoría de flexión en ambas direcciones. Para ello puede usarse las tablas, ábacos y formulas simplificadas.

Las armaduras se determinan en las secciones 1-1 y 1'-1', distanciadas de los paramentos del soporte de hormigón, $0.15 * a_o$ y $0.15 * b_o$, respectivamente (Figura 2.19).

El momento de cálculo en la sección 1-1 (Figura 2.19 a) en el caso más general de zapatas con carga excéntrica, es:

$$M_{cd} = b * \left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 * a_o \right)^2 * \left[\frac{1}{2} * \sigma_{1d} + \frac{1}{3} * (\sigma_{max,d} - \sigma_{1d}) \right]$$

Las tensiones $\sigma_{max,d}$ y σ_{1d} se obtienen a partir de los esfuerzos mayorados del pilar, sin tener en consideración el peso propio de la zapata, usando el método tradicional elástico.

Si la carga sobre la zapata es centrada, el momento de cálculo en la sección 1-1, debido a la carga del terreno $\sigma_1 = N/(a * b)$ (Figura 2.19 b), es:

$$M_{cd} = \frac{\gamma_f * N}{2a} \left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 * a_o \right)^2$$

La armadura correspondiente a esta sección, de dimensiones $b * d$, puede determinarse mediante las tablas o ábacos correspondientes, no debiendo tomarse para d valores mayores que $1.5 * v$. En el caso más frecuente de aceros de dureza natural resulta muy cómoda la fórmula simplificada:

$$\mu = \frac{M_{cd}}{b * d^2 * f_{cd}} \quad \omega = \mu(1 + \mu) \quad U = A * f_{yd} = \omega * b * d * f_{cd}$$

No debiendo adoptarse cantos que requieran cuantías superiores a 0,01 ($\rho \leq 0,01$), por consideraciones de adherencia.

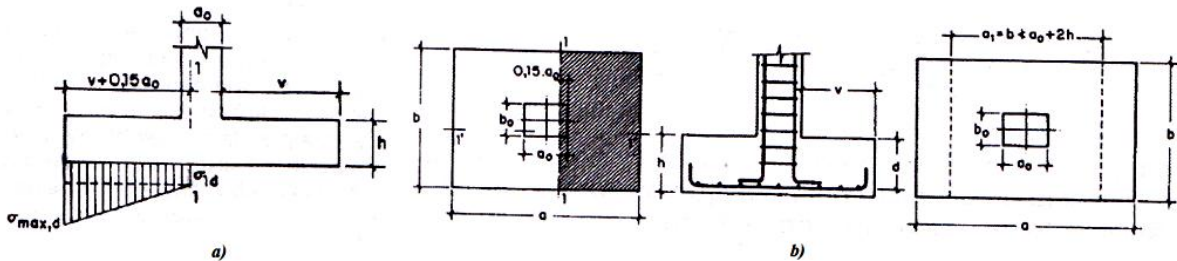


Figura 2.19 Armadura de tracción en una zapata aislada.

2.5.3.2. Zapatas de medianería.- La carga excéntrica puede serlo por dos motivos, porque existe además del axil un momento que descentra la carga o porque la propia carga esté físicamente desplazada del centro de gravedad geométrico de la zapata. Esto último ocurre en zapatas excéntricas, siendo en la práctica el caso más frecuente el de la zapata de medianería. En este caso al no ser uniforme la distribución de presiones, la zapata tiende a girar, produciendo acciones horizontales sobre la estructura y sobre el terreno.

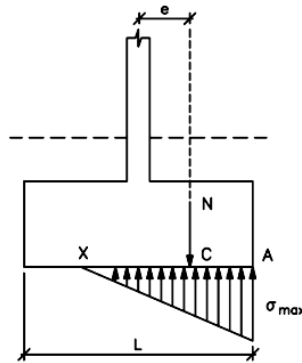


Figura 2.20 Zapata de medianería.

Entre las distintas soluciones que existen para resolver el problema de la zapata de medianería, se estudia a continuación la siguiente:

Zapata de medianería con viga de riostre.- Si se une la zapata del soporte de fachada con la correspondiente al soporte inmediato interior mediante una viga de gran rigidez, puede conseguirse una distribución uniforme para las presiones del terreno (Fig. 2.21).

Como la rigidez de esta cimentación es muy grande respecto a las correspondientes a los soportes, sus esfuerzos pueden calcularse suponiendo que está apoyada en los mismos. Si N_1 y N_2 son las cargas de servicio transmitidas por los soportes, y P_1 y P_2 los pesos propios de la cimentación, las resultantes de las reacciones del terreno, R'_1 y R'_2 , se determinan mediante las ecuaciones de equilibrio de esfuerzos:

$$\begin{aligned} (N_1 + P_1) + (N_2 + P_2) &= R'_1 + R'_2 & R'_1 &= N_1 * \frac{l}{l-e} + P_1 \\ N_1 * l &= (R'_1 - P_1)(l - e) & R'_2 &= N_2 - N_1 * \frac{e}{l-e} + P_2 \end{aligned}$$

Para que el problema tenga solución, es necesario que $R'_2 > 0$, pues, en caso contrario, la viga centradora podría levantar el soporte interior.

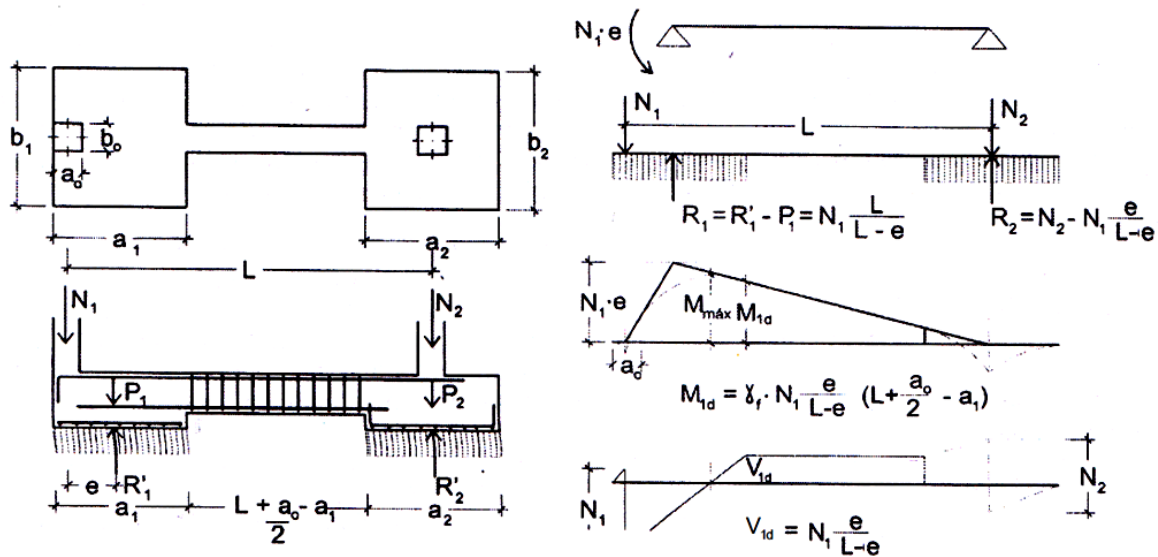


Figura 2.21 Zapata de medianería con viga centradora.

a) Dimensionamiento.- Para el canto de la zapata y las dimensiones de la viga centradora deben tomarse valores elevados con objeto de dar rigidez al conjunto. Las dimensiones en planta de la zapata se determinan, en función de la presión admisible para el terreno, mediante las ecuaciones:

$$\frac{R'_1}{a_1 * b_1} = \sigma_{adm}$$

$$\frac{R'_2}{a_2 * b_2} = \sigma_{adm}$$

Que será necesario resolver por tanteos al no conocerse, en principio, el peso propio de la zapata.

Para el cálculo estructural se prescinde del peso propio de la cimentación, es decir, se consideran como acciones del terreno los valores:

$$\sigma_{t1} = \frac{R_{1d}}{a_1 * b_1} \quad \text{con} \quad R_{1d} = N_{1d} * \frac{l}{l-e}$$

$$\sigma_{t2} = \frac{R_{2d}}{a_2 * b_2} \quad \text{con} \quad R_{2d} = N_{2d} - N_{1d} * \frac{e}{l-e}$$

b) Cálculo de la viga centradora.- Como ya ha sido indicado, puede admitirse que la viga centradora está apoyada en los soportes y que sobre ella actúan dos cargas uniformes de longitudes a_1 y a_2 , cuyas respuestas son, respectivamente (Figura 2.21):

$$R_{1d} = N_{1d} * \frac{l}{l - e} \quad y \quad R_{2d} = N_{2d} - N_{1d} * \frac{e}{l - e}$$

Las reacciones en los apoyos de esta viga son N_{1d} y N_{2d} .

En el caso más frecuente en que el canto de la viga no supera a los de las zapatas, el armado de la viga centradora se efectúa con el M_{1d} y el cortante V_{1d} correspondientes al extremo interior de la zapata de medianería; sus valores se han indicado en la parte interior de la figura 2.21. La zona de estribos debe prolongarse medio canto en el interior de la zapata.

c) Cálculo de la zapata de medianería.- Puede admitirse que la zapata está apoyada en la viga centradora, por lo que el cálculo a flexión se hace como el caso zapatas continuas. La armadura principal, paralela a la medianería, se determina como si se tratase de dos voladizos sometidos a la carga $\sigma_{t1} = R_{1d}/a_1 * b_1$. Sobre la armadura principal se dispondrá de una armadura de reparto (Figura 2.21).

d) Cálculo de la zapata interior.- El cálculo de la zapata interior se efectúa como el de la zapata aislada. Dado que sobre la zapata interior la viga centradora ejerce una acción vertical hacia arriba, que es favorable, se recomienda no tenerla en cuenta.

2.5.3.3. Escaleras.- La escalera es el conjunto de peldaños dispuestos sobre un plano inclinado con los que se tiene acceso a plantas de distinto nivel.

Existen distintos tipos de escaleras: escalinatas o escaleras exteriores, escaleras rectas, escaleras de caracol, helicoidales, etc.

En la siguiente Figura se pueden observar los elementos de una escalera.

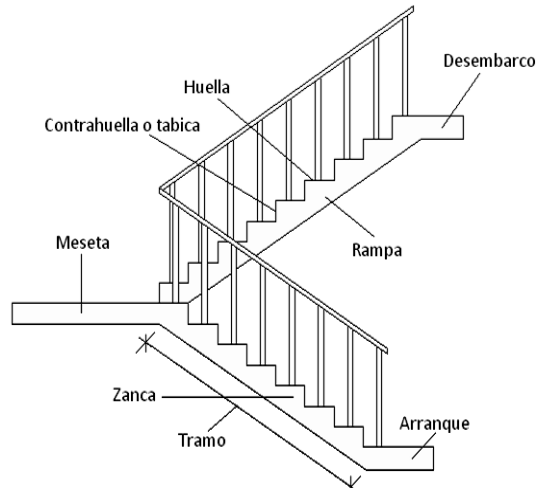


Figura 2.22 Partes constitutivas de una escalera.

Debido a su inclinación y poca luz, éstas se pueden diseñar como losas macizas a las cuales se les sobreponen los peldaños. Considerando sólo el trabajo a flexión, se puede suponer que la escalera es una losa horizontal, siempre y cuando, el peso de la losa se halle, no con su espesor perpendicular sino con la medida vertical de este espesor. El error cometido en esta suposición es mínimo y no afecta el diseño.

Para el diseño se considera las cargas verticales actuando sobre la longitud en proyección horizontal y no en su verdadera longitud inclinada.

La obtención de la armadura longitudinal es análoga al de vigas, por otra parte se debe disponer de una armadura de distribución mínima colocada a lo largo del paso.

2.5.3.4. Losas alivianada con viguetas de hormigón pretensado.- Las losas alivianadas son elementos estructurales unidireccionales. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares a su plano, por lo que su comportamiento es de flexión.

El proyecto se elaborará con losas alivianadas, compuestas por viguetas prefabricadas de hormigón pretensado, carpeta de hormigón y complemento aligerante de plastoform.

La separación entre viguetas depende de las dimensiones del complemento aligerante que se utilice, normalmente oscila entre 50 y 60 cm medida centro a centro de viguetas, la altura del complemento aligerante depende del claro de la losa y existen desde 10 a 25 cm.

La losa de compresión es el concreto colado en obra con el acero de refuerzo requerido, el cual queda encima de las viguetas y bovedillas, siendo su función estructural integrar y dar continuidad al sistema.

Al realizarse el colado del concreto en la obra, se integra en forma monolítica la vigueta con la capa de compresión (como si toda se colara al mismo tiempo).

La resistencia mínima del concreto colado en obra será de $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, fabricado con tamaño máximo de agregado de 19 mm (3/4”), y debe vibrarse para asegurar su penetración en las cuñas.

Acero de refuerzo en losa de compresión: Se requiere colocar acero de refuerzo en la capa de compresión para resistir los esfuerzos de flexión que se lleguen a presentar así como para evitar agrietamientos por cambios volumétricos debidos a variaciones de temperatura, el acero de refuerzo calculado es el mínimo requerido por contracción y temperatura.

Se colocará una armadura de reparto constituida por barras separadas como máximo 30 cm. Y cuya área A_s en cm^2/m , cumplirá la condición:

$$A_{min} \geq \frac{50 * h_0}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}$$

Dónde:

$A_{min} (\text{cm}^2/\text{m})$: Es la armadura de reparto⁽¹⁾.

h : Espesor de la losa de compresión (cm).

f_{sd} : Resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto (MPa).

2.5.4. Estrategia para la ejecución del proyecto.- Para una buena ejecución del proyecto, es necesario, hacer un buen estudio y una evaluación del proyecto. A manera de referencia se presentan las siguientes:

- Reconocimiento de cada una de las actividades del proyecto mediante las especificaciones técnicas.
- Determinar los precios unitarios para la elaboración del proyecto.

⁽¹⁾ Verse: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Capítulo 9.9.10.4.3.

- Determinar el presupuesto general del proyecto.
- Planeamiento y cronograma respectivo para la ejecución del proyecto.

2.5.5. Especificaciones técnicas.- Las especificaciones técnicas en el caso de la realización de estudios o construcción de obras, forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos respectivos y en el contrato. Son muy importantes para definir la calidad de los acabados.

Las especificaciones técnicas se encuentran conformadas por los siguientes puntos:

- Definición
- Materiales, herramientas y equipo.
- Método constructivo.
- Disposiciones administrativas.
- Medición y forma de pago.

2.5.6. Precios unitarios.- Este sistema es analítico por el cual el calculista en base a los pliegos de condiciones y especificaciones técnicas y a los planos arquitectónicos, estructurales constructivos se calcula el precio unitario de cada uno de los ítems que forman parte de la obra como así mismo los correspondientes volúmenes de obra, estableciéndose en cantidades matemáticas parciales las que se engloban en un total.

Estos precios unitarios están compuestos por los siguientes parámetros:

- a) Costos directos.-** El costo directo del precio unitario de cada ítem debe incluir todos los costos en que se incurre para realizar cada actividad, en general, este costo directo está conformado por tres componentes que dependen del tipo de ítem o actividad que se esté presupuestando. (Excavación, hormigón armado para vigas, replanteo, etc.).
- **Materiales.-** Es el costo de los materiales puestos en obra. El costo de los materiales consiste en una cotización adecuada de los materiales a utilizar en una determinada

actividad o ítem, esta cotización debe ser diferenciada por el tipo de material y buscando al proveedor más conveniente. El precio a considerar debe ser el **puesto en obra**, por lo tanto, este proceso puede ser afectado por varios factores tales como: costo de transporte, formas de pago, volúmenes de compra, ofertas del momento, etc. Otro aspecto que se debe tomar en cuenta en lo que se refiere a los materiales es el rendimiento que tienen estos, es decir la cantidad de material que se necesita en una determinada actividad o ítem.

- **Mano de Obra.-** La mano de obra es un recurso determinante en la preparación de los costos unitarios. Se compone de diferentes categorías de personal tales como: capataces, albañiles, mano de obra especializada, peones y demás personal que afecta directamente al costo de la obra.

Los salarios de los recursos de mano de obra están basados en el número de horas por día, y el número de días por semana. La tasa salarial horaria incluye: salario básico, beneficios sociales, vacaciones, feriados, sobre tiempos y todos los beneficios legales que la empresa otorgue al país.

- **Maquinaria, equipo y herramientas.-** es el costo de los equipos, maquinarias y herramientas utilizadas en el ítem que se está analizando.

Este monto está reservado para la reposición del desgaste de las herramientas y equipos menores que son de propiedad de las empresas constructoras. Este insumo, es calculado generalmente como un porcentaje de la mano de obra que varía entre el 4% y el 15% dependiendo de la dificultad del trabajo.

- **Beneficios Sociales.-** Las leyes sociales del país determinan el pago de beneficios sociales a todas las personas asalariadas que deben ser involucradas dentro del costo de mano de obra.

Para el mismo se analizan los siguientes tópicos:

- Aporte Patronal.

- Bonos y Primas.
- Incidencia de la Inactividad.
- Cargas Sociales:
 - Incidencia de los Subsidios.
 - Implementos de Trabajo, Seguridad Industrial e Higiene.
 - Incidencia de la Antigüedad.
- Otros.

b) Costos indirectos.- Los costos indirectos son aquellos gastos que no son fácilmente cuantificables como para ser cobrados directamente al cliente.

Los costos indirectos incluyen:

- **Gastos Generales e Imprevistos.-** El porcentaje a tomar para gastos generales depende de varios aspectos, siendo su evaluación muy variable y dependiendo del tipo de la obra, pliegos de especificaciones y las expectativas del proyectista.
- **Utilidad.-** Las utilidades deben ser calculadas en base a la política empresarial de cada empresa, al mercado de la construcción, a la dificultad de ejecución de la obra y a su ubicación geográfica (urbana o rural).
- **Impuestos.-** En lo que se refiere a los impuestos, se toma el Impuesto al Valor Agregado (IVA) y el Impuesto a las Transacciones (IT). El impuesto IVA grava sobre toda compra de bienes, muebles y servicios, estando dentro de estos últimos la construcción, su costo es el del 14,94% sobre el costo total neto de la obra y debe ser aplicado sobre los componentes de la estructura de costos.
El IT grava sobre ingresos brutos obtenidos por el ejercicio de cualquier actividad lucrativa, su valor es el del 3,09% sobre el monto de la transacción del contrato de obra

2.5.7. Cálculos métricos.- Los cálculos métricos se reducen a la medición de longitudes, superficies y volúmenes de las diferentes partes de la obra, recurriendo para ello a la aplicación de fórmulas geométricas y trigonométricas.

2.5.8. Presupuesto.- Un presupuesto es el valor total estimativo del costo que tendrá una construcción al ser terminada, la exactitud de la misma dependerá en mayor medida al desglose de los elementos que constituyen la construcción, cada uno de ellos se halla condicionado a una serie de factores de los cuales algunos son conocidos o son de fácil estimación mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

2.5.9. Planeamiento y cronograma.- Desde el punto de vista económico, las diferentes posibilidades constructivas y tipológicas, pueden dar lugar a costes de ejecución y plazos muy diferentes.

Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden antes que el trabajo completo pueda terminarse. Las actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de ellas no pueden comenzar hasta que otras se hayan terminado. Una actividad en un proyecto, usualmente se ve como un trabajo que requiere tiempo y recursos para su terminación.

Para poder realizar un proyecto en tiempo y costo adecuados es necesario elaborar un plan en base al cual se pueda programar y controlar una obra.

Partiendo de aquí se puede entender como la planificación a la formulación de un conjunto de acciones sucesivas que sirva de guía para la realización del proyecto.

Tanto la planificación como la programación de una obra se realizan antes de comenzar el proyecto, y son herramientas importantes para poder controlar el mismo. Aunque a veces es necesario reprogramar y replantear.

Existen diversos tipos de técnicas de programación, unas son muy sencillas en su elaboración y fáciles de interpretar, pero tienen ciertas limitaciones. Otras son bastantes útiles pero complejas en su elaboración.

Las técnicas más comúnmente usadas en la programación de una obra son:

- Diagrama de Barras.
- Curvas de producción acumulada.
- Método de la Ruta Crítica (Critical Path Method, CPM).
- Red de precedencias.
- PERT (Program Evaluation Review Technique).
- Diagrama de Tiempo y espacio.

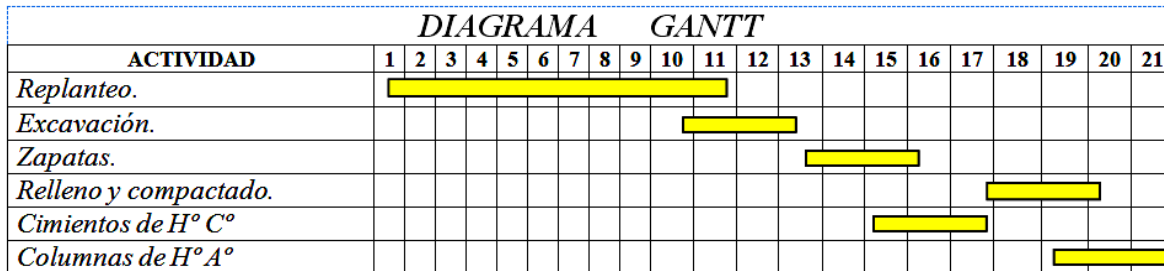
Para el presente proyecto se selecciono la técnica del Diagrama de GANTT ó Diagrama de Barras.

Diagrama de GANTT ó Diagrama de Barras.- En un desarrollo independiente de sistemas de administración de proyectos, Henry L. Gantt desarrolló un modo de representar gráficamente las actividades a lo largo de una escala de tiempo.

El gráfico de Gantt cubre las distintas funciones de la programación: asignación de recursos y determinación de la secuencia y cronología. A pesar de su sencillez constituye uno de los métodos de programación más completos y, sin duda, el más usado. El gráfico se confecciona a dos escalas: en la horizontal se mide el tiempo (en horas, días, semanas, etc); en la vertical, se ordenan los elementos que intervienen en la programación: máquinas, hombres, tareas, órdenes de trabajo, etc. El gráfico establece, de tal forma, una relación cronológica entre cada elemento productor o tarea. Las subdivisiones horizontales del espacio en el gráfico representan a la vez tres cosas: transcurso de una unidad de tiempo, trabajo programado para ese intervalo y trabajo realizado efectivamente en ese lapso. La inclusión simultánea de estos dos últimos aspectos (generalmente se lo hace mediante segmentos trazados en distintos colores o de diferente textura o forma) implica comparar lo programado con lo realizado, es decir controlar lo programado.

Es una representación secuencial rectilínea de las actividades de una obra.

Actividades	Unidad	Cantidad	1	2	3	4	5	6	7	8
Replanteo	Gbl.	1	x							
Excavación	m ³	50		x	x	x	x			
Cimientos	m ³	60			x	x	x	x	x	



El Gantt requiere de tres procesos para la construcción de su diagrama y estos son:

- Listado de actividades.
- Secuencia lógica de actividades.
- Duración de la actividad:

$$\text{Duración} = \text{Volumen} / \text{Rendimiento}$$

Donde:

Volumen = Volumen de la Actividad.

Rendimiento = Rendimiento de mano de obra o equipo (cantidad de trabajo por unidad de tiempo).

CAPÍTULO III

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 Generalidades.- Una vez obtenido los planos arquitectónicos y el informe correspondiente al estudio de suelos en la zona de proyecto, se procedió al respectivo cálculo estructural de la infraestructura. Tomando en cuenta la capacidad portante del lugar de emplazamiento de la infraestructura, así mismo, se consideran los diferentes factores que intervienen en el cálculo de este tipo de estructuras.

3.2 Análisis del levantamiento topográfico.- El levantamiento topográfico fue realizado con estación total y de este se obtienen las curvas de nivel (Figura 3.1).

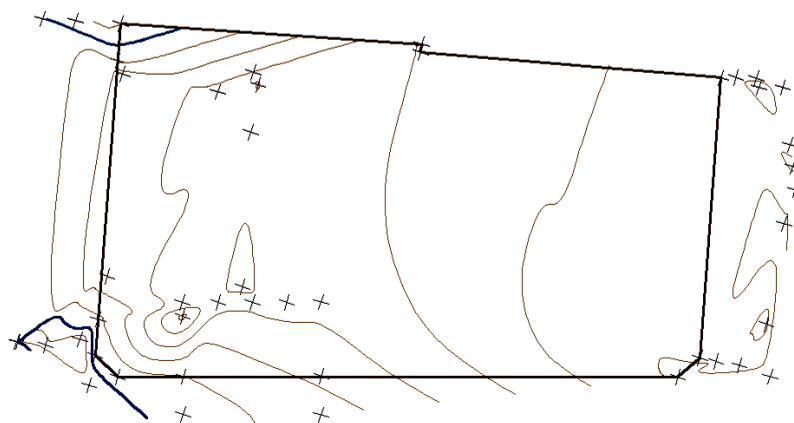


Figura 3.1 Curvas de nivel.

El terreno cuenta con una superficie útil de $3.189,86 \text{ m}^2$, topográficamente se considera una superficie semiplano con un desnivel inferior al 1%.

3.3 Análisis del estudio de suelos.- Para la determinación de la capacidad portante del suelo, se realizó el ensayo de SPT (STANDARD PENETRATION TEST).

Dicho ensayo se realizó en cuatro pozos, ubicadas en lugares estratégicos del terreno, con profundidades variables y con un diámetro de 1,5 m. (Figura 3.2).

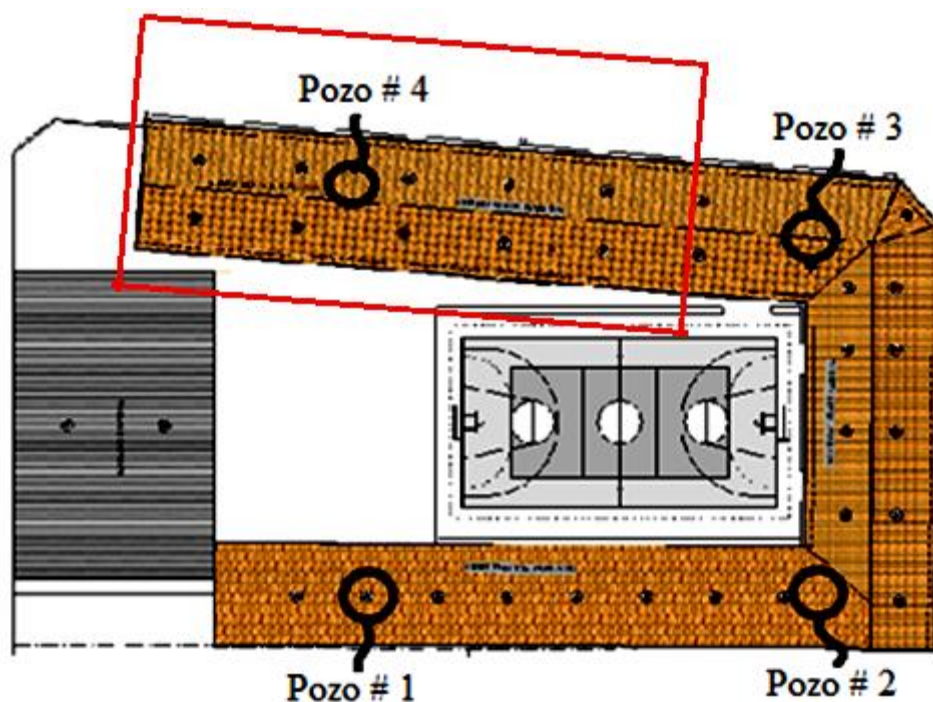


Figura 3.2 Puntos en los que se realizó el estudio de suelo.

El estudio de suelos fue elaborado por el Gobierno Municipal de la Ciudad de Tarija, dando como resultado lo que se indica a continuación:

Nº de Pozo	Profundidad	Tipo de Suelo	Resistencia Admisible
1	1,75 m	Suelo Arcilloso (A-6)	0,95 Kg/cm ²
2	1,6 m	Suelo Arcilloso (A-6)	0,90 Kg/cm ²
3	1,6 m	Suelo Arcilloso (A-7)	1,20 Kg/cm ²
4	1,0 m	Suelo Arcilloso (A-6)	0,7 Kg/cm ²
4	1,6 m	Suelo Arcilloso (A-7)	1,5 Kg/cm ²

Tabla 3.1 Características del suelo

Para el presente proyecto se tomaran los resultados del pozo N°4, siendo este un suelo Arcilloso A-7(12), con una capacidad portante de 1,5 Kg/cm².

Con la información proporcionada del suelo en estudio se elaboro el siguiente perfil estratigráfico del suelo:

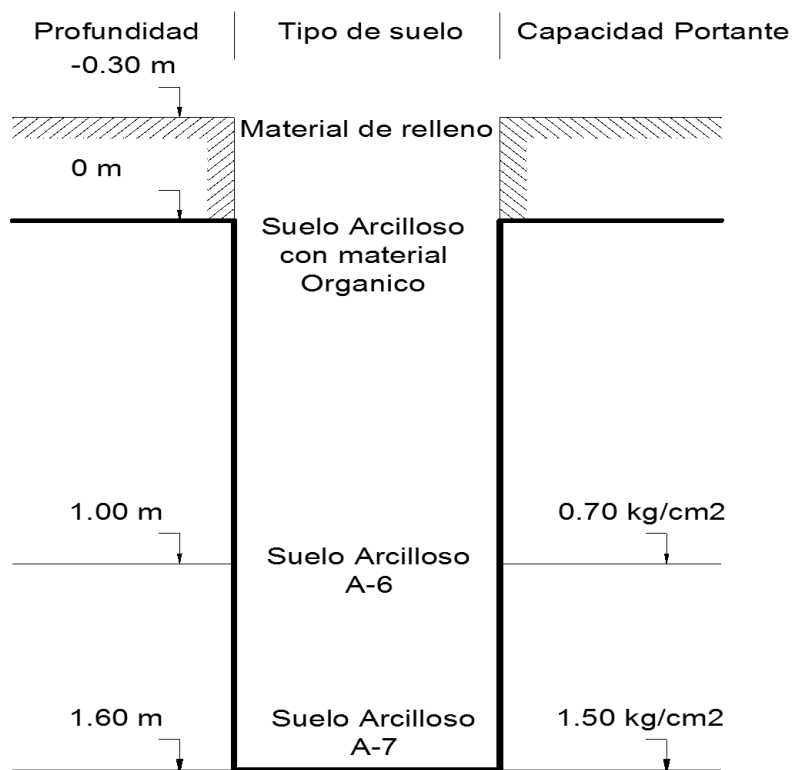


Figura 3.3 Perfil estratigráfico del pozo N°4

Descripción del suelo obtenido en el pozo N°4:

- Tipo de suelo: Suelo Arcilloso A-7 (12), según clasificación A.A.S.H.T.O.
- Capacidad portante del suelo: 1,5 Kg/cm².
- Profundidad del pozo: 1,6 m.

Las planillas del estudio de suelos se encuentran detalladas en el Anexo A-2.

3.4 Análisis arquitectónico del proyecto.- El diseño arquitectónico del Colegio María Laura Justiniano fue elaborado por el cuerpo técnico de la Honorable Alcaldía Municipal de la Ciudad de Tarija. (Véase Anexos A-7).

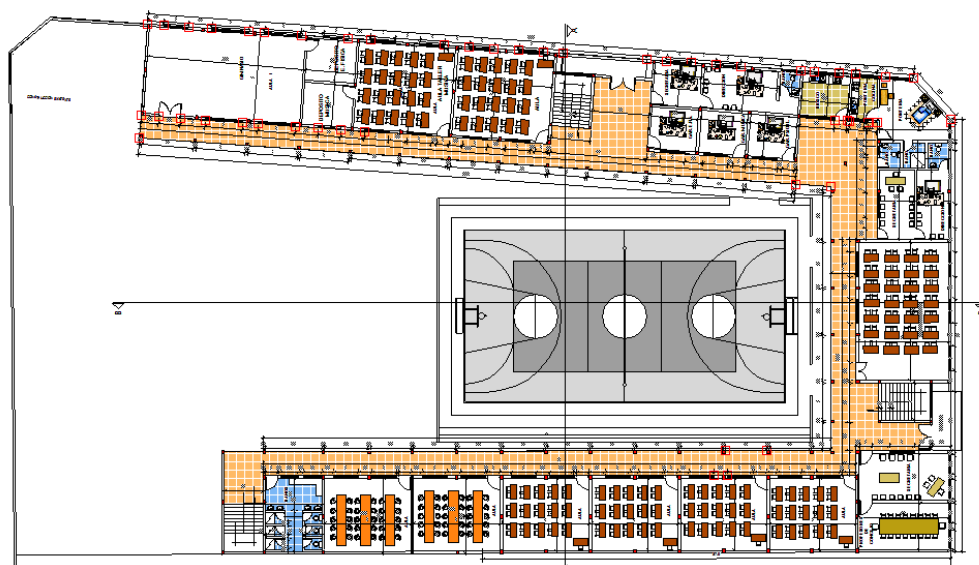


Figura 3.4 Planos arquitectónicos.

3.5 Planteamiento estructural.- Se analizará tanto la estructura de sustentación de la cubierta como la estructura aporticada de HºAº.

a) Estructura de sustentación de la cubierta.- Estará compuesta por cerchas metálicas que para las mismas se usaran perfiles metálicos, haciéndose referencia del catalogo CINTAC⁽⁸⁾. El material usado para la cubierta será teja colonial por lo que se usaran correas separadas a una distancia de 0,41 m, considerando un solape entre tejas de 9 cm. Las cerchas tendrán una pendiente del 42,60%, una luz de 8 m y una altura de 1,8 m. Todas las cerchas estarán apoyadas sobre las columnas, las mismas no están separadas entre sí a distancias iguales, por lo que, se seleccionará la separación más desfavorable entre estas y con esta se harán los respectivos cálculos, de este modo se tiene que la separación más desfavorable es de 4,28 m.

Con los datos antes mencionados se deberá hacer un pre-dimensionamiento de la cercha y de este obtener la mejor alternativa de solución, por lo tanto se plantea lo siguiente:

Plano en planta de la estructura de hormigón armado.- La ubicación de las cerchas metálicas se lo hará como se muestra en la figura 3.5, en las que, las líneas segmentadas representan a las correas, mientras que las líneas transversales a estas (líneas continuas y de mayor grosor de grafo) representan a las cerchas metálicas.

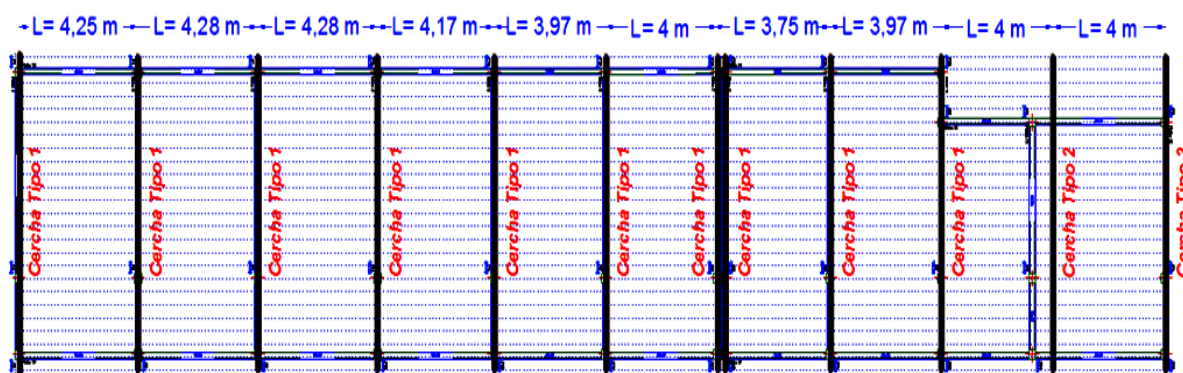


Figura 3.5 Disposición de las cerchas sobre la estructura de hormigón armado.

⁽⁸⁾ Verse: Catalogo de tubos y perfiles metálicos CINTAC S.A.

Establecimiento del esquema de la cercha metálica.- Se deberá seleccionar el tipo de cercha, considerando la racionalidad de los elementos estructurales, las acciones de carga, razones constructivas, económicas, buscando de este modo diferentes alternativas de solución, que con ayuda del programa RAM Advanse esto se lo puede realizar con mayor facilidad.

A continuación se menciona las alternativas analizadas para el presente proyecto:

Análisis de alternativas de solución para la cubierta metálica.- Las alternativas planteadas reflejan el costo por unidad de cercha, siendo estas las que se mencionan a continuación:

Alternativa N° 1.- Descripción de la alternativa N°1:

Considerando que la separación entre cerchas es de 4,10 m, las mismas tendrías que apoyarse sobre las vigas, además se usarán correas metálicas de perfil C (200x75x3), ubicadas sobre los nudos de la cercha y para sujetar las tejas se usaran tubos rectangulares metálicos transversales a las correas de dimensiones (50x25x3).

Con las consideraciones antes mencionadas y seleccionando la cercha mostrada en la Figura 3.6, se realizó su correspondiente diseño estructural, obteniéndose los perfiles metálicos (T2L) mostrados en la misma figura.

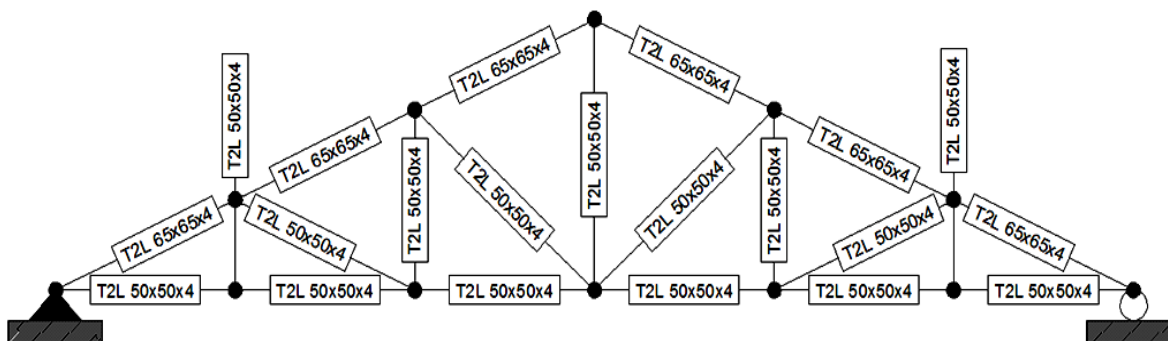


Figura 3.6 Esquema de la cercha de la Alternativa N°1

De lo anterior se realiza una descripción de la cercha con su respectivo análisis de costo, los mismos que se muestran en la Tabla 3.2:

Descripción	Sección [mm]	Longitud [m]	Costo[Bs]
Cuerda Superior =	65x65x4	9.869	800.439
Cuerda Inferior=	50x50x4	8.000	560.000
Diagonales=	50x50x4	6.512	455.830
Parantes=	50x50x4	5.400	378.000
Listones=	50x25x3	138.170	2763.400
Correas=	200x75x3	49.200	4100.000
Costo Unitario Total [Bs]			9079.670

Tabla 3.2 Descripción y costo de la cercha. Alternativa N°1.

Concluyéndose con que esta cercha no es favorable constructivamente, puesto que las correas tienen una sección demasiado grande y con la altura de los listones metálicos, la puesta de tejas sobre la cubierta se complicaría demasiado, viéndose necesario analizar otras alternativas de solución.

Alternativa N° 2.- Descripción de la alternativa N°2:

Considerando que las cerchas se apoyan sobre las columnas, donde se tiene que la separación más desfavorable entre cerchas es de 4,28 m, además se usaran correas metálicas de perfil C (100x75x4), las mismas que sujetaran las tejas, por lo tanto estarán separadas entre sí a cada 0,41 m.

Con las consideraciones antes mencionadas y seleccionando la cercha mostrada en la figura 3.7, se realizó su correspondiente diseño estructural, obteniéndose los perfiles metálicos (T2L) mostrados en la misma figura.

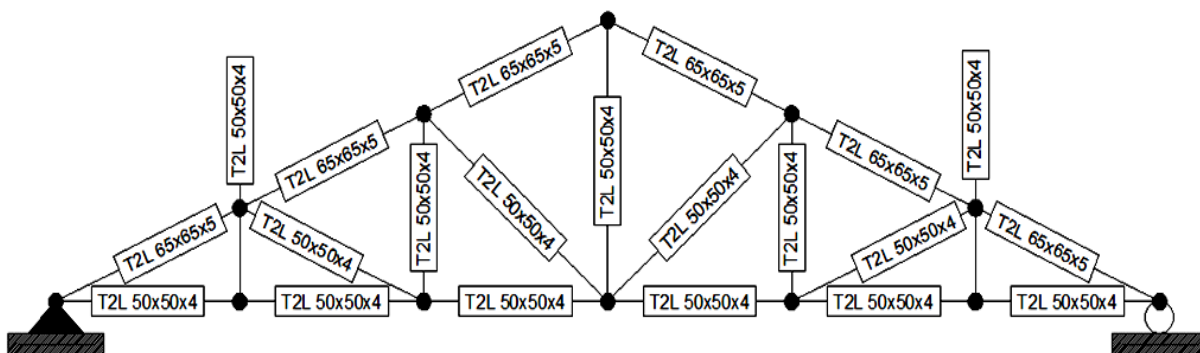


Figura 3.7 Esquema de la cercha de la Alternativa N°2.

De lo anterior, se realiza una descripción de la cercha con su respectivo análisis de costo, los mismos que se muestran en la tabla 3.3:

Descripción	Sección [mm]	Longitud [m]	Costo[Bs]
Cuerda Superior =	65x65x5	9.869	822.439
Cuerda Inferior=	50x50x4	8.000	560.000
Diagonales=	50x50x4	6.512	455.830
Parantes=	50x50x4	5.400	378.000
Correas=	100x75x4	107.000	4815.000
Costo Unitario Total [Bs]			7031.270

Tabla 3.3 Descripción y costo de la cercha. Alternativa N°2.

Concluyéndose con qué esta alternativa es más viable que la anterior, esto debido a que se reduce su costo y porque presenta condiciones favorables para su ejecución.

Alternativa N° 3.- Descripción de la alternativa N°3:

Al igual que la alternativa N°2, las cerchas se apoyaran sobre las columnas.

Con la separación más desfavorable entre cerchas, de 4,28 m, se vió que la sección mas optima a usar para las correas es de perfil C (100x75x4), separadas entre sí a cada 0,41 m. Con las consideraciones antes mencionadas y seleccionando la cercha mostrada en la figura 3.8, se realizó su correspondiente diseño estructural, obteniéndose los perfiles metálicos (T2L) mostrados en la misma figura.

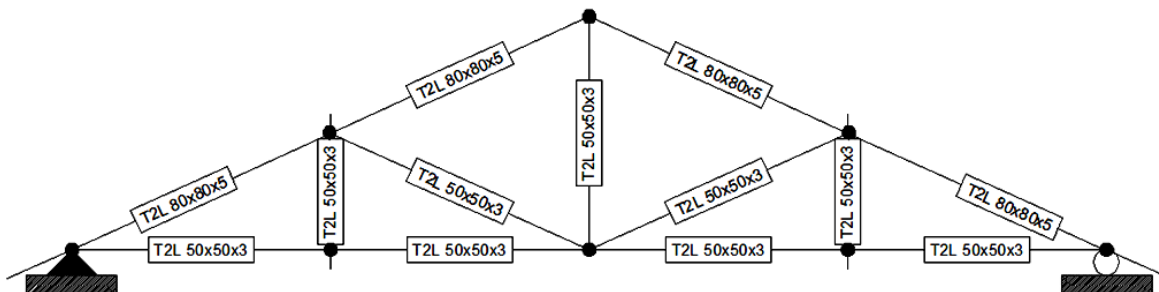


Figura 3.8 Esquema de la cercha. Alternativa N°3.

De lo anterior, se realiza una descripción de la cercha con su respectivo análisis de costo, los mismos que se muestran en la tabla 3.4:

Descripción	Sección [mm]	Longitud [m]	Costo [Bs]
Cuerda Superior =	80x80x5	9.869	986.927
Cuerda Inferior=	50x50x3	8.000	506.667
Diagonales=	50x50x3	4.386	277.805
Parantes=	50x50x3	3.600	228.000
Correas=	100x75x4	107.000	4815.000
Costo Unitario Total [Bs]			6814.399

Tabla 3.4 Descripción y costo de la cercha de la Alternativa N°3.

Esta alternativa es la viable desde el punto de vista técnico, económico y constructivo, esto por presentar una reducción del costo y además que se tiene menor cantidad de miembros en la cercha, lo cual hace que la cercha sea más factible constructivamente.

Conclusiones de las alternativas de solución para la cubierta metálica.- De las tres alternativas, antes mencionadas, se hizo una comparación, observándose que:

- Como solución se adopta la alternativa N° 3, por ser el más apropiado desde el punto de vista técnico, económico y constructivo.
- Por presentar una reducción del costo en un 33.24% y 4,11%, con respecto a las alternativas N°1 y N°2, respectivamente.

Del plano en planta de la estructura de hormigón armado (Figura 3.5), se puede notar que es necesario contar con dos tipos de cercha, una con los apoyos en los extremos y la otra con un apoyo intermedio, la misma que tiene una variante en la disposición de los elementos de la cercha como se puede observar en los siguientes esquemas de las cerchas.

Esquema de las cerchas seleccionadas para la cubierta metálica:

Cercha Tipo 1

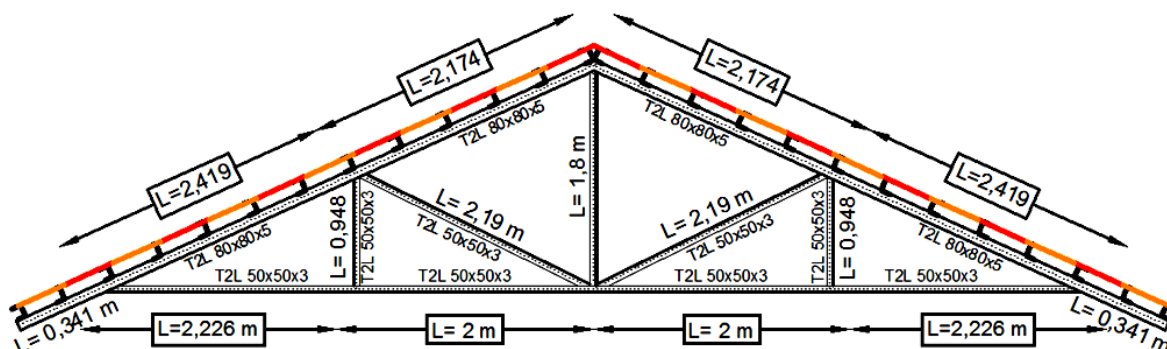


Figura 3.9 Vista transversal de la cercha metálica Tipo 1.

Cercha Tipo 2

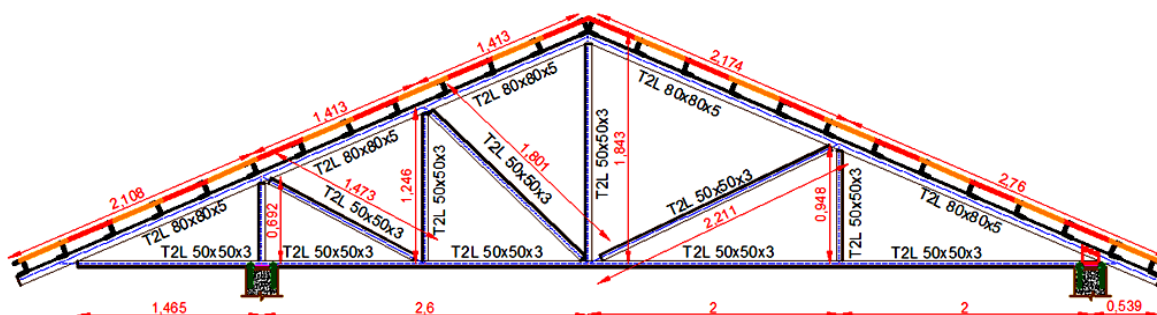


Figura 3.10 Vista transversal de la cercha metálica Tipo 2.

b) Estructura de sustentación aporticada de H°A°

Estará formada por: Vigas, columnas, zapatas aisladas y zapatas arriostradas, losa alivianada con viguetas pretensadas y escaleras.

Del estudio de suelos se tiene que la capacidad portante del suelo es de $1,5 \text{ kg/cm}^2$.

Para el cálculo estructural se minorara esta resistencia en un 10% para ir a favor de la seguridad y de este modo garantizar una mejor estabilidad de la estructura.

Por lo tanto la capacidad portante admisible del suelo a usar en el proyecto es:

$$\sigma_{adm} = 1,35 \text{ kg/cm}^2$$

Se usan juntas de dilatación a los 25 m. La junta de dilatación debe afectar al edificio en su totalidad, con excepción de los cimientos enterrados, que no necesita juntas. Sin embargo al enfriarse la estructura y tal como se indica en la Figura 3.11 y Figura 3.12, se inducen fuerzas F_1 en la cara superior de la zapata. En general no es necesario un cálculo específico de estos esfuerzos pero si es aconsejable la disposición de una cierta armadura A_s , que controle la posible fisuración de la cara superior, debida a la tracción F_1 .

La separación estructural que supone una junta de dilatación, se lo hará con: Juntas con doble pilar, formando lo que se llama una junta en diapasón, la cual materializa una separación completa de la estructura. En esta separación se embutirá de plastoform.

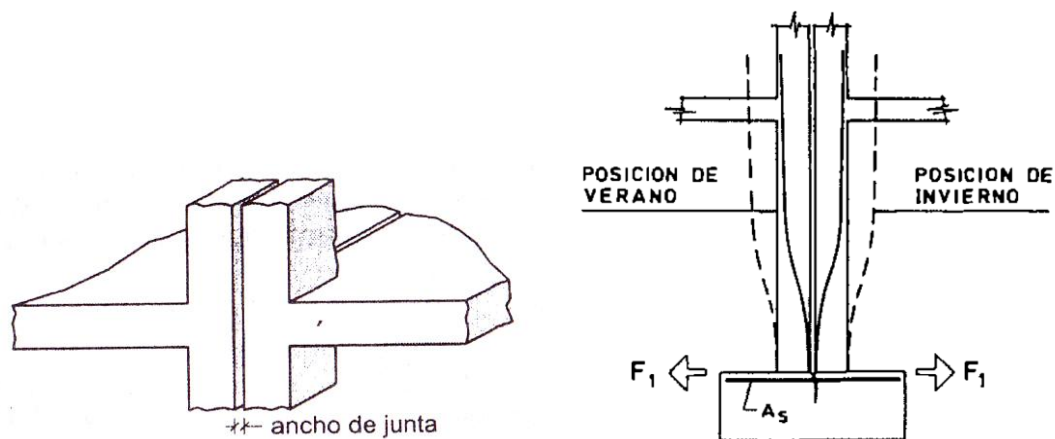


Figura 3.11 Solución de doble pilar, junta en diapasón.

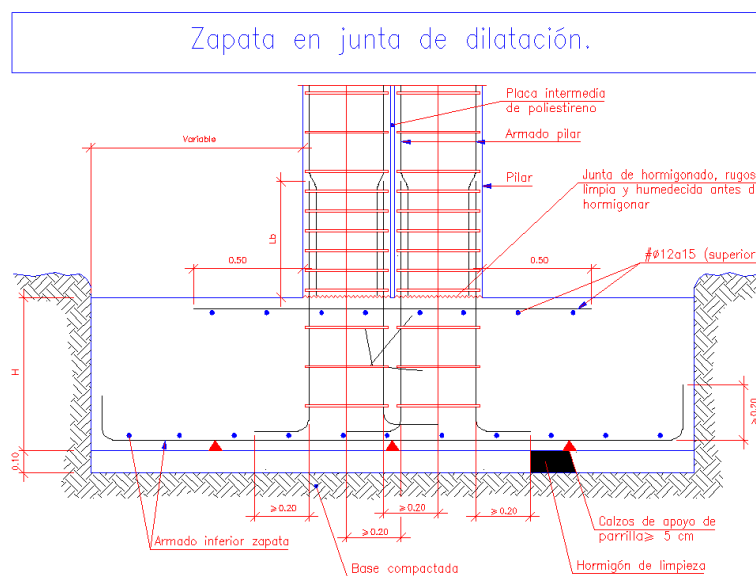


Figura 3.12 Columnas compartiendo la misma zapata.

Para la separación de la cubierta se tendrán dos cerchas, una para cada estructura y para las tejas se considerara lo siguiente: Se tendrá que colocar mortero de hormigón en un solo lado de la teja, de tal forma qué, al estar libre el otro lado de la teja esta podrá desplazarse libremente ante las posibles deformaciones de la estructura, garantizando de este modo que en la cubierta no se presenten daños visibles, como las rajaduras en las tejas y a su vez se evita las goteras.

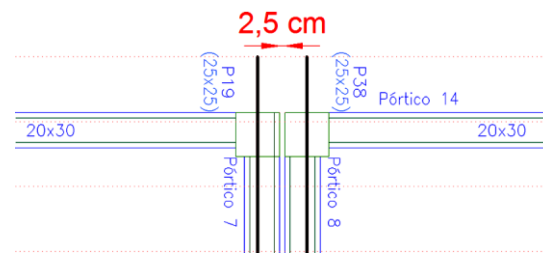


Figura 3.13 Separación de la estructura por la junta de dilatación.

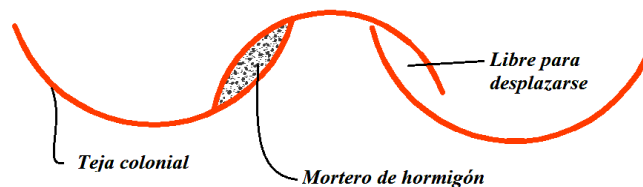


Figura 3.14 Separación de las tejas por la junta de dilatación.

3.6 Análisis, cálculo y diseño estructural de la cubierta metálica

Propiedades del acero:

Módulo de elasticidad longitudinal:	$E = 2.100.000,00 \text{ Kg/cm}^2$
Peso específico	$\gamma_a = 7.850,00 \text{ Kg/m}^3$
Esfuerzo de fluencia	$F_y = 36 \text{ ksi} = 2.531,05 \text{ Kg/cm}^2$
Esfuerzo ultimo de tracción	$F_u = 58 \text{ ksi} = 4.077,800 \text{ kg/cm}^2$

Datos generales de la cubierta:

- Pendiente = 42,60%
- Ángulo de inclinación = 23,07°
- Altura vertical de la cercha = 1,80 m

3.6.1 Análisis de carga para la cubierta.- Todas las cargas ó acciones adoptadas para la cubierta son las que se mencionan a continuación:

a) Acciones permanentes ó cargas muertas (D).- Son todas las cargas debidas a los pesos de los elementos constructivos que gravitan permanentemente sobre él: peso propio, material de cubierta (teja colonial) y el cielo falso.

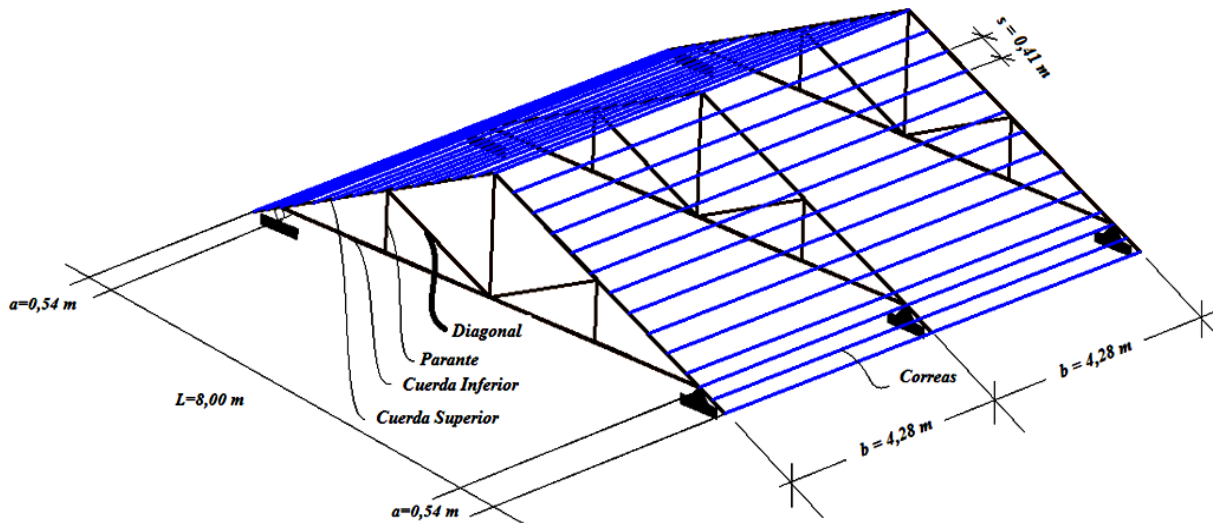


Figura 3.15 Esquema de la cubierta.

Carga debida a la teja colonial (D_1): Por catalogo (Cerámica Guadalquivir), se tiene que:

Largo de la teja = 50,00 cm

Ancho 1 = 22,00 cm

Ancho 2 = 17,50 cm

Peso unitario de la teja = 2,80 kg/pza.

Rendimiento = 16 pza/m².

Solape entre tejas = 9,00 cm

Separación entre cerchas (b) = 4,28 m

$$P_{por\ m^2} = Rendimiento * Peso = 44,8 \frac{Kg}{m^2}$$

Por lo tanto su carga distribuida linealmente es:

$$D_1 = P * b = 44,8 * 4,28 = 191,744 \text{ kg/m}$$

Se considera un solape vertical entre tejas de 9 cm y horizontalmente 5 cm, por lo que la separación entre correas (s) es:

Dimensiones de la teja: 50x22x17,5 ($h \times B \times b$)

$$s = h - \text{Solape} = 50 - 9 = 41 \text{ cm}$$

Cargas debidas al cielo falso (D_2):

Se considera un peso por cielo falso dé: $w_{cf} = 30,00 \text{ kg/m}^2$

Separación entre cerchas (b) = 4,28 m

Por lo tanto su carga distribuida linealmente es:

$$D_2 = w_{cf} * b = 128,400 \text{ kg/m}$$

b) Acciones variables.- Son las Sobrecargas de uso en un elemento resistente, es el peso de todos los objetos que pueden gravitar sobre él por razón de su uso: personas, muebles, instalaciones amovibles, materias almacenadas, vehículos, etc.

Sobrecarga de diseño.- Se usara una sobrecarga por mantenimiento de 100 kg/m^2 .

Separación entre cerchas (b) = 4,28 m

Por lo tanto su carga distribuida linealmente es:

$$L_1 = 100 * b = 428,00 \text{ kg/m}$$

Acciones del viento.- Velocidad del viento:

$$V = 45,00 \text{ nudos} = 83,33 \text{ Km/hr} = 23,15 \text{ m/s (fuente AASHANA)}$$

$$P = \frac{v^2}{16} = 33,50 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Sobrecarga del viento:

$$W = C * P$$

Donde:

C= coeficiente eólico (depende directamente del ángulo y dirección del viento).⁶

W= presión dinámica del viento kg/m^2

$$\text{Sotavento:} \quad C_1 = -0,4 \quad W_1 = C * P = -13,398 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Barlovento:} \quad C_2 = 0,07 \quad W_2 = C_b * P = 2,350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Por lo tanto su carga distribuida linealmente es:

$$W_1 = -57,344 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad W_2 = 10,059 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

c) Acciones extraordinarias.- Son poco probables pero significativas, como el sismo, acciones térmicas y geológicas.

Acciones Sísmicas.- La aceleración del suelo probable para Tarija es 0.4 a 0.5 (cm/s^2), datos obtenidos de la norma boliviana de riesgo sísmico. Con esta aceleración se puede clasificar según la escala de Mercalli Modificada, grado I muy débil, imperceptible para la mayoría de las personas, razón por la cual no se consideró esta aceleración en el análisis de cargas ni en el cálculo estructural.

Como información de seguridad, debido al sismo ocurrido con fecha 06/10/11 y epicentro a 86 km al este de San Salvador de Jujuy – Argentina de magnitud 6,2° en la escala Richter, se tomaron los datos del observatorio de San Calixto de La Paz para saber cómo afectó esto en la ciudad de Tarija, registrándose un leve temblor de 3° a 4° de magnitud (la escala Richter) y se trata de un sismo menor que es perceptible a menudo pero rara vez provocan daños, por lo tanto esto no justifica un diseño antisísmico en el proyecto.

⁶ “Acciones en la Edificación (NORMA MV 101-1962)” Véase Anexo A-1

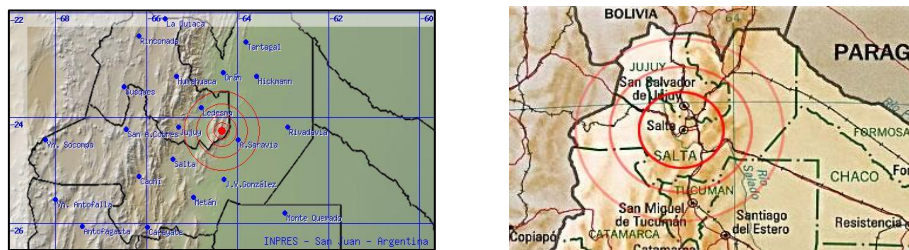


Figura 3.16. Zonas afectadas por el sismo (Fuente: INPRES – Argentina)

Acciones térmicas.- Se consideró una región seca, por lo que la separación máxima entre juntas de dilatación (L_o) no deberá ser superior a los 25 m.¹

Cierre máximo de la junta.- El máximo cierre teórico de una junta en un edificio de entramados, sometido a una variación de temperatura en grados centígrados:⁽¹¹⁾

$$\Delta_t = T_s - T_m$$

$T_s = 40^\circ\text{C}$ Temperatura que como término medio es excedida solamente el uno por ciento del tiempo durante los meses de verano.

$T_m = 20^\circ\text{C}$ Temperatura media durante la época de construcción.

$$\Delta_t = 40 - 20 = 20^\circ\text{C}$$

Con una longitud L_o entre juntas, viene dado por:

$$C_t = [T_s - T_m] * L_o * 1,1 * 10^{-5} = 20 * 2500 * 1,1 * 10^{-5} = 0,55 \text{ cm}$$

Ancho de junta.- Para tener en cuenta las tolerancias de construcción y las características de deformabilidad del material de sellado de la junta, se dispondrá un ancho de junta:⁽¹¹⁾

$$a = K_j * C_t$$

Donde $K_j = 2$ para edificios sin calefacción.

$$a = 2 * 0,55 = 1,1 \text{ cm}$$

Que como mínimo de junta debe ser, en cualquier caso, 25 mm.

En la junta se embutirá de plastoform, el mismo que tiene 2,5 cm de espesor.

Otras consideraciones sobre las juntas de dilatación se tratarán en el Apartado 3.5 b) del presente trabajo.

¹ Véase: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 10.4 Página # 194

⁽¹¹⁾ J. Calavera “Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado”. Capítulo 24.

3.6.2 Verificación de Correas en flexión asimétrica o esviada⁽³⁾.- El análisis de la correa es el mismo para toda la estructura, esto debido a que la disposición y las propiedades geométricas de la sección es la misma para toda la estructura.

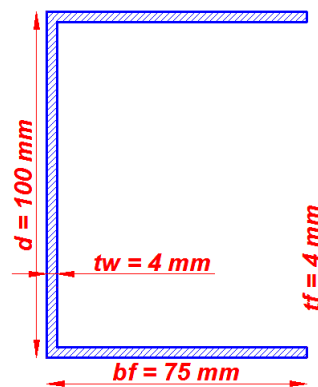
Por lo tanto solo se diseñara una correa y esta se generalizará para toda la estructura.

- Angulo de inclinación de la cubierta: $\theta = 23,07^\circ$
- Separación entre correas: $S = 0,41 \text{ m}$
- Longitud de las correas: $l = 4,28 \text{ m}$

Propiedades geométricas del perfil adoptado para la correa:

Perfil C (100x75x4)

bf =	7,5	cm	Ancho.
tf =	0,4	cm	Espesor del ala.
tw =	0,4	cm	Espesor del alma.
d =	10	cm	Alto.



$A = 9,68 \text{ [cm}^2\text{]}$ (Área bruta de la sección.)

$I_x = 164,1 \text{ [cm}^4\text{]}$ (Inercia alrededor del eje x.)

$I_y = 56,85 \text{ [cm}^4\text{]}$ (Inercia alrededor del eje y.)

$Z_x = 37,25 \text{ [cm}^3\text{]}$ (Módulo de sección plástico superior)

$Z_y = 20,79 \text{ [cm}^3\text{]}$ (Módulo de sección plástico superior)

Análisis de Carga sobre el elemento:

- Peso de la Teja colonial:

$$P_{\text{por } m^2} = \text{Rendimiento} * \text{Peso} = 44,8 \frac{\text{Kg}}{m^2}$$

$$D = P * S = 18,368 \frac{\text{kg}}{m}$$

⁽³⁾ Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: Jack C. McCORMAC. Apartado 10.5

- Peso propio de la correa:

Área de la sección (C 100x75x4) = 9,68 cm²

Peso específico del acero: $\gamma_a = 7.850,00 \text{ Kg/m}^3$

Peso por metro lineal del perfil:

$$P = \gamma_a * A = 7850 * 9,68 * 10^{-4} = 7,600 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- Peso por la sobrecarga de uso:

$$L = 100 * S = 41,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- Peso por la sobrecarga de viento:

$$W_{Sot} = -13,398 * 0,41 = -5,493 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{Barl} = 2,350 * 0,41 = 0,964 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Descomposición de cargas sobre los ejes principales del elemento.

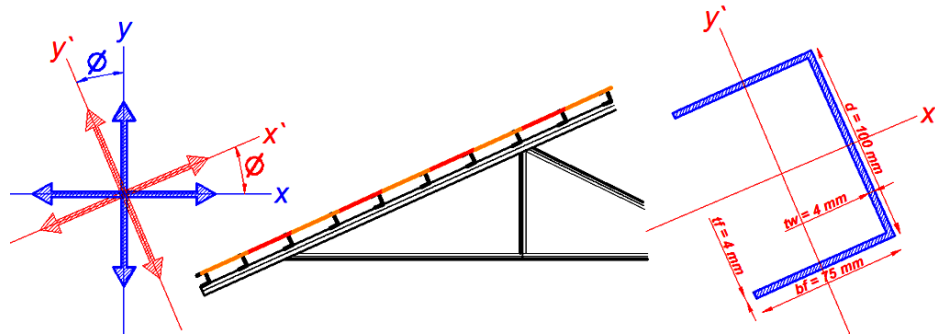


Figura 3.17. Cargas sobre los ejes globales (x-y) y locales (x'-y') del elemento.

Carga muerta:

$$D = 18,368 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 7,600 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 25,967 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$D_y = D * \cos \theta = 23,891 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad D_x = D * \sin \theta = 10,174 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Sobrecarga viva:

$$L = 41,00 \text{ kg/m}$$

$$L_y = L * \cos \theta = 37,722 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad L_x = L * \sin \theta = 16,064 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Sobrecarga de viento:

• Lado Barlovento:

$$W = 0,964 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad W_y = 0,964 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad W_x = 0,000 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

• Lado Sotavento:

$$W = -5,493 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad W_y = -5,493 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad W_x = 0,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Debido a que el lado sotavento minimiza la carga de la estructura solo se realiza la verificación para el lado de barlovento por ser el más crítico:

$$W_y = 0,964 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad W_x = 0,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

La solicitación máxima del elemento se obtiene de la hipótesis de carga más desfavorable la misma que se obtiene del siguiente análisis:

Análisis de carga sobre el eje “x”:

COMBINACION DE CARGA	D_x	L_{rx}	W_x	w_{ux}
	Kg/m^2	Kg/m^2	Kg/m^2	Kg/m^2
$U_x = 1.4 * D_x$	10.174	16.064	0.000	14.244
$U_x = 1.2 * D_x + 0.5 * L_{rx}$				20.241
$U_x = 1.2 * D_x + 1.6 * L_{rx} + 0.8 * W_x$				37.911
$U_x = 1.2 * D_x + 0.5 * L_{rx} + 1.3 * W_x$				20.241

Tabla 3.5 Combinación de carga sobre el eje “x”.

La carga última es:

$$w_{ux} = 37,911 \frac{kg}{m}$$

Análisis de carga sobre el eje “y”:

COMBINACION DE CARGA	D_y	L_{ry}	W_y	w_{uy}
	Kg/m^2	Kg/m^2	Kg/m^2	Kg/m^2
$U_y = 1.4 * D_y$	23.891	37.722	0.964	33.447
$U_y = 1.2 * D_y + 0.5 * L_{ry}$				47.530
$U_y = 1.2 * D_y + 1.6 * L_{ry} + 0.8 * W_y$				89.795
$U_y = 1.2 * D_y + 0.5 * L_{ry} + 1.3 * W_y$				48.783

Tabla 3.6 Combinación de carga sobre el eje “y”.

La carga última es:

$$w_{uy} = 89,795 \frac{kg}{m}$$

Momento ultimo.- Considerando que el elemento esta simplemente apoyado, pues esta sería la situación más desfavorable:

$$M_{ux} = \frac{w_{ux} \cdot l^2}{8} = 86,809 \text{ Kg} \cdot m \quad M_{uy} = \frac{w_{uy} \cdot l^2}{8} = 205,612 \text{ Kg} \cdot m$$

Momento nominal plástico:

$$M_{nx} = F_y \cdot Z_x = 94281,554 \text{ Kg} \cdot cm \quad M_{ny} = F_y \cdot Z_y = 52620,497 \text{ Kg} \cdot cm$$

Verificando la resistencia:

$$\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1$$

Donde: $\phi_b = 0,90$ Factor de resistencia.

$$\left(\frac{8680,94}{84853,40} + \frac{20561,22}{47358,447} \right) \leq 1$$

$$0.536 \leq 1 \quad \text{Satisfactorio}$$

Verificación de la deformación del elemento:

Deformación máxima del elemento:

$$f_{x,y} = \frac{L}{300} = 1,427 \text{ cm} \qquad f_{max} = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 2,018 \text{ cm}$$

Deformación del elemento sobre el eje y`:

$$f_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{w_{uy} \cdot L^4}{E \cdot I_x} = 1,139 \text{ cm}$$

Deformación del elemento sobre el eje x`:

$$f_x = \frac{5}{384} \cdot \frac{w_{ux} \cdot L^4}{E \cdot I_y} = 1,388 \text{ cm}$$

Deformación total del elemento:

$$f_{Total} = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 1,795 \text{ cm}$$

Cumpliéndose la siguiente condición:

$$f_{max} > f_{Total}$$

$$2,018 > 1,795 \quad \text{Satisfactorio}$$

Comentarios y conclusiones de los resultados:

Las correas trabajan fundamentalmente a flexión, por lo que es muy importante limitar las deformaciones excesivas del elemento, ya que esta es la de mayor sollicitación.

Del diseño de la correa, se obtuvo como sollicitaciones máximas los siguientes valores que expresan el porcentaje de sollicitación del elemento:

- 89% de la flecha máxima del elemento.
- 54% de la flexión esviada o asimétrica.

3.6.3 Determinación de los esfuerzos internos de la cercha metálica.- Las hipótesis de carga que se usarán para la estructura metálica son las siguientes:

- $U = 1.4 * D$
- $U = 1.2 * D + 0.5 * L$
- $U = 1.2 * D + 1.6 * L + 0.8 * W$
- $U = 1.2 * D + 0.5 * L + 1.3 * W$

Cargas actuantes sobre la cercha metálica.- Se presenta un resumen de todas las cargas actuantes sobre la cercha, las mismas que se vieron en los apartados anteriores y estas son:

- Peso de la teja colonial: $D_1 = 191,744 \text{ kg/m}$
- La carga por cielo falso: $D_2 = 128,400 \text{ kg/m}$
- Peso propio de la correa: $D_3 = 7,600 \text{ kg/m}$
- Sobrecarga de uso: $L_1 = 428 \text{ kg/m}$
- Sobrecarga de viento:

$$W_{Sotavento} = -57,344 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \qquad W_{Barlovento} = 10,059 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Todas las cargas antes mencionadas quedan idealizadas de la siguiente manera sobre la cercha metálica:

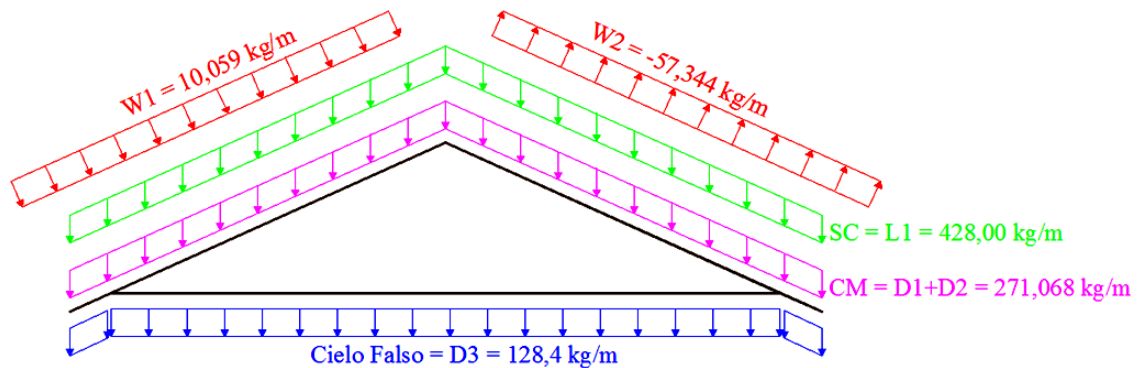


Figura 3.18 Cargas actuantes sobre la cercha metálica.

3.6.3.1 Diseño estructural de la Cercha Tipo 1

En el presente apartado solo se mostrarán los resultados obtenidos de la verificación manual de la Cercha Tipo 1, pero todo el proceso de cálculo a detalle se lo encuentra en el Anexo A-1 del presente trabajo, que para el mismo se adoptó el método matricial de rigideces.

Por lo tanto se muestra a continuación todos los resultados de la Cercha Tipo 1:

Calculo de los esfuerzos internos:

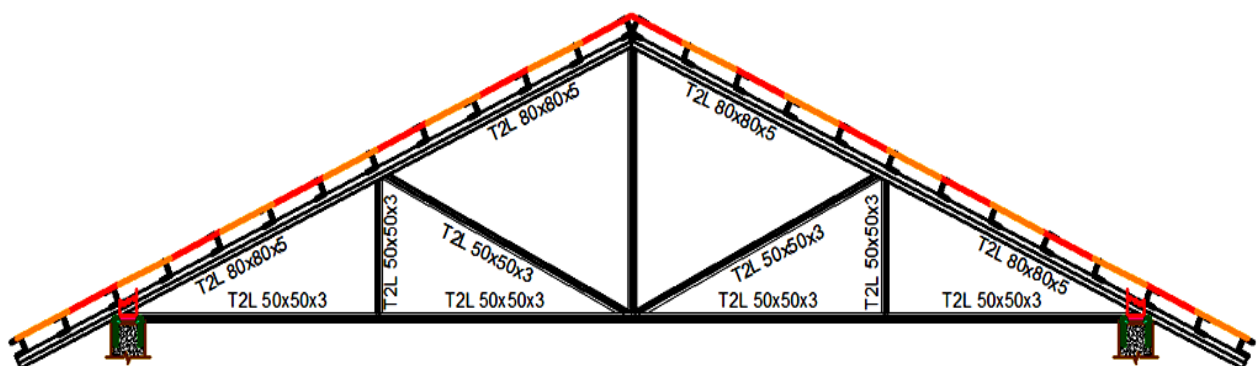


Figura 3.19 Esquema de la Cercha Tipo 1

Datos geométricos de la Cercha Tipo 1:

Coordenadas de los nudos					
Nudo	X	Y	Z		
	[m]	[m]	[m]		
233	4.226	0.000	0.000		
234	0.000	0.000	0.000	Grados de libertad en sistema de coordenadas globales	
251	4.226	1.800	0.000		
252	-0.313	-0.134	0.000	Grados de libertad potencial: GLP =	30
266	8.452	0.000	0.000	Grados de libertad restringidos: GLR =	4
275	8.765	-0.134	0.000		
276	2.226	0.948	0.000	Grados de libertad efectivos: GLE =	26
277	6.226	0.948	0.000		
278	6.226	0.000	0.000		
279	2.226	0.000	0.000		

Tabla 3.7 Datos geométricos de la Cercha Tipo 1.

Descripción de los elementos de la cercha Tipo 1

Elemento	NI	NF	Sección T2L	Área (cm2)	Longitud (m)	Peso Propio (kg/m)	Inercia (cm4)	Angulo(°)	Descripción
206	278	266	T2L 50x50x3	5.820	2.226	4.569	14.299	0.000	Cuerda Inferior
216	276	251	T2L 80x80x4	12.480	2.174	9.797	79.238	23.067	Cuerda Superior
226	233	251	T2L 50x50x3	5.820	1.800	4.569	14.299	90.000	Parante
246	251	277	T2L 80x80x4	12.480	2.174	9.797	79.238	336.933	Cuerda Superior
247	266	275	T2L 80x80x4	12.480	0.341	9.797	79.238	336.933	Cuerda Superior
248	252	234	T2L 80x80x4	12.480	0.341	9.797	79.238	23.067	Cuerda Superior
249	234	276	T2L 80x80x4	12.480	2.419	9.797	79.238	23.067	Cuerda Superior
250	277	266	T2L 80x80x4	12.480	2.419	9.797	79.238	336.933	Cuerda Superior
251	276	233	T2L 50x50x3	5.820	2.213	4.569	14.299	334.642	Parante
252	233	277	T2L 50x50x3	5.820	2.213	4.569	14.299	25.358	Parante
253	233	278	T2L 50x50x3	5.820	2.000	4.569	14.299	0.000	Cuerda Inferior
254	279	233	T2L 50x50x3	5.820	2.000	4.569	14.299	0.000	Cuerda Inferior
255	234	279	T2L 50x50x3	5.820	2.226	4.569	14.299	0.000	Cuerda Inferior
256	279	276	T2L 50x50x3	5.820	0.948	4.569	14.299	90.000	Parante
257	278	277	T2L 50x50x3	5.820	0.948	4.569	14.299	90.000	Parante

Tabla 3.8 Descripción de todos los elementos de la Cercha Tipo 1.

REPRESENTACIÓN VECTORIAL DE FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS EN CCG

PP:	Peso propio	D:	Desplazamientos
CM:	Carga muerta	Axil:	kg
SC:	Sobrecarga	Corte:	kg
W:	Viento	Momento:	kg*cm
r:	Reacciones		

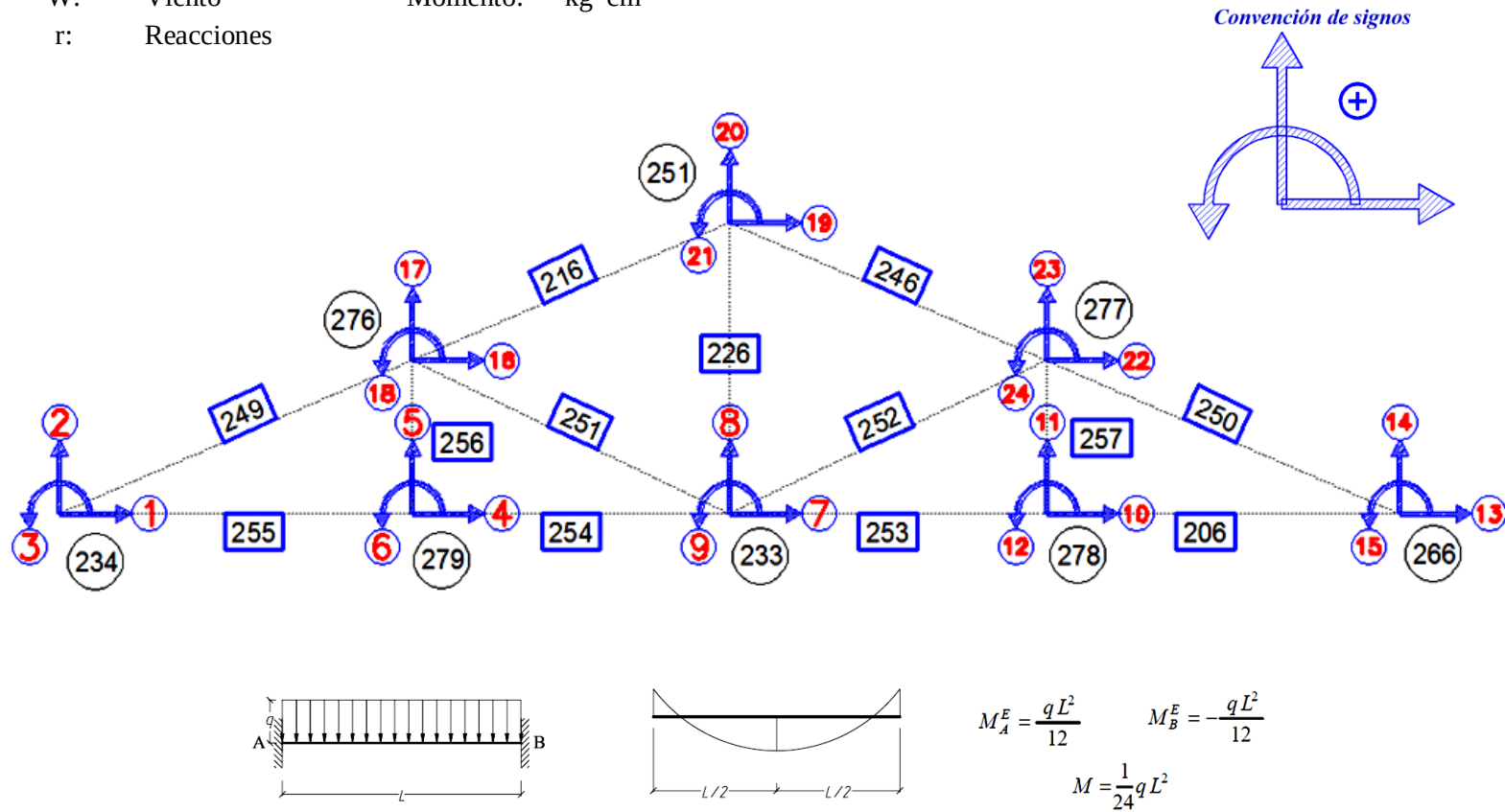


Figura 3.20 Representación vectorial de fuerzas y desplazamientos de la Cercha Tipo 1.

Esfuerzos máximas obtenidos de la verificación manual de la Cercha Tipo 1.

En el Sistema de Coordenadas Locales CCL

Considerando la hipótesis de carga más desfavorable se tiene que:

BARRA	NI	NF	1.2*D+0.6* <i>Lr</i> +0.8* <i>W</i>					
			Axial	Corte V2	M33	Axial	Corte V2	M33
			[Kg]	[Kg]	[Kg*cm]	[Kg]	[Kg]	[Kg*cm]
216	276	251	7423.046	1065.975	42430.911	-6552.733	995.199	-34738.217
246	251	277	6570.212	950.078	34535.663	-7440.525	993.880	-39296.539
249	234	276	11058.450	972.019	7970.640	-10089.878	1321.863	-50288.336
250	277	266	9971.829	1245.868	46987.431	-10940.401	917.564	-7275.240
251	276	233	3617.434	14.030	1416.818	-3622.631	-3.065	474.946
252	233	277	3424.229	-3.243	-508.610	-3419.032	14.208	-1421.568
206	278	266	-9712.302	222.932	8835.780	9712.302	132.222	1259.316
226	233	251	-3342.051	1.598	84.983	3342.051	-1.598	202.554
253	233	278	-9601.518	164.689	5629.378	9601.518	154.435	-4603.968
254	279	233	-9782.324	154.075	4582.080	9782.324	165.050	-5679.617
255	234	279	-9896.615	129.878	-1641.887	9896.615	225.276	-8974.963
256	279	276	-379.351	114.291	4392.883	379.351	-114.291	6440.608
257	278	277	-377.367	-110.785	-4231.812	377.367	110.785	-6269.324

Elementos en Compresión

BARRA	NI	NF	1.2*D+0.6* <i>Lr</i> +0.8* <i>W</i>					
			Axial	Corte V2	M33	Axial	Corte V2	M33
			[Kg]	[Kg]	[Kg*cm]	[Kg]	[Kg]	[Kg*cm]
216	276	251	7423.046	1065.975	42430.911	-6552.733	995.199	-34738.217
246	251	277	6570.212	950.078	34535.663	-7440.525	993.880	-39296.539
249	234	276	11058.450	972.019	7970.640	-10089.878	1321.863	-50288.336
250	277	266	9971.829	1245.868	46987.431	-10940.401	917.564	-7275.240
251	276	233	3617.434	14.030	1416.818	-3622.631	-3.065	474.946
252	233	277	3424.229	-3.243	-508.610	-3419.032	14.208	-1421.568

Elementos en Tracción

BARRA	NI	NF	1.2*D+0.6* <i>Lr</i> +0.8* <i>W</i>					
			Axial	Corte V2	M33	Axial	Corte V2	M33
			[Kg]	[Kg]	[Kg*cm]	[Kg]	[Kg]	[Kg*cm]
206	278	266	-9712.302	222.932	8835.780	9712.302	132.222	1259.316
226	233	251	-3342.051	1.598	84.983	3342.051	-1.598	202.554
253	233	278	-9601.518	164.689	5629.378	9601.518	154.435	-4603.968
254	279	233	-9782.324	154.075	4582.080	9782.324	165.050	-5679.617
255	234	279	-9896.615	129.878	-1641.887	9896.615	225.276	-8974.963
256	279	276	-379.351	114.291	4392.883	379.351	-114.291	6440.608
257	278	277	-377.367	-110.785	-4231.812	377.367	110.785	-6269.324

Reacciones

c) $U=1.2D+1.6Lr+0.8W$

NODO	1.2D+1.6 <i>Lr</i> +0.8 <i>W</i>		
	Rx [Kg]	Ry [Kg]	M [Kg*cm]
234	-104.235	5760.040	0.000
266	0.000	5649.130	0.000

Desplazamiento (cm)

NODO	1.2D+1.6 <i>Lr</i> +0.8 <i>W</i>		
	Dx	Dy	Dz
233	0,221	0,983	0.000

Esfuerzos máximos obtenidos del programa RAM ADVANSE, CCL

BARRA	NI	NF	Axial	Corte V2	M33	Axial	Corte V2	M33
			[Kg]	[Kg]	[Kg*cm]	[Kg]	[Kg]	[Kg*cm]
216	276	251	-7423.147	-1065.946	-42430.360	-6552.807	995.256	-34747.028
246	251	277	-6570.286	-950.134	-34544.474	-7440.626	993.850	-39295.988
249	234	276	-11058.139	-972.171	-7965.061	-10089.537	1321.742	-50249.787
250	277	266	-9971.488	-1245.747	-46948.882	-10940.090	917.715	-7269.661
251	276	233	-3617.684	-14.036	-1417.442	-3622.888	-3.055	473.906
252	233	277	-3424.487	3.234	508.649	-3419.283	14.214	-1422.192
206	278	266	9711.923	-222.889	-8824.571	9711.923	132.282	1259.126
226	233	251	3342.073	-1.598	-84.983	3351.953	-1.598	202.554
253	233	278	9601.826	-164.581	-5621.535	9601.826	154.559	-4619.274
254	279	233	9782.632	-154.198	-4597.386	9782.632	164.942	-5671.774
255	234	279	9896.236	-129.938	1641.697	9896.236	225.234	-8963.754
256	279	276	379.432	-113.604	-4366.368	384.636	-113.604	6401.986
257	278	277	377.448	110.098	4205.296	382.652	110.098	-6230.702
247	266	275	156.944	-352.906	-6010.535	0.000	0.000	0.000
248	252	234	0.000	0.000	0.000	156.944	371.274	-6323.364

Elementos en Compresión

BARRA	NI	NF	Axial [Kg]	Corte V2 [Kg]	M33 [Kg*cm]	Axial [Kg]	Corte V2 [Kg]	M33 [Kg*cm]
216	276	251	-7423.147	-1065.946	-42430.360	-6552.807	995.256	-34747.028
246	251	277	-6570.286	-950.134	-34544.474	-7440.626	993.850	-39295.988
249	234	276	-11058.139	-972.171	-7965.061	-10089.537	1321.742	-50249.787
250	277	266	-9971.488	-1245.747	-46948.882	-10940.090	917.715	-7269.661
251	276	233	-3617.684	-14.036	-1417.442	-3622.888	-3.055	473.906
252	233	277	-3424.487	3.234	508.649	-3419.283	14.214	-1422.192

Elementos en Tracción

BARRA	NI	NF	Axial [Kg]	Corte V2 [Kg]	M33 [Kg*cm]	Axial [Kg]	Corte V2 [Kg]	M33 [Kg*cm]
206	278	266	9711.923	-222.889	-8824.571	9711.923	132.282	1259.126
226	233	251	3342.073	-1.598	-84.983	3351.953	-1.598	202.554
253	233	278	9601.826	-164.581	-5621.535	9601.826	154.559	-4619.274
254	279	233	9782.632	-154.198	-4597.386	9782.632	164.942	-5671.774
255	234	279	9896.236	-129.938	1641.697	9896.236	225.234	-8963.754
256	279	276	379.432	-113.604	-4366.368	384.636	-113.604	6401.986
257	278	277	377.448	110.098	4205.296	382.652	110.098	-6230.702
247	266	275	156.944	-352.906	-6010.535	0.000	0.000	0.000
248	252	234	0.000	0.000	0.000	156.944	371.274	-6323.364

Reacciones

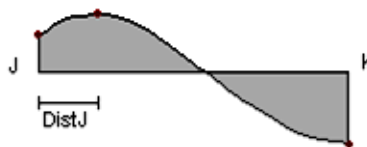
Desplazamiento (cm)

c) $U=1.2D+1.6Lr+0.8W$

NODO	1.2D+1.6Lr+0.8W		
	Rx [Kg]	Ry [Kg]	M [Kg*cm]
234	-104.236	5760.184	0.000
266	0.000	5649.274	0.000

NODO	1.2D+1.6Lr+0.8W		
	Dx	Dy	Dz
233	0,350	1,274	0.000

Del diagrama de esfuerzos obtenido del RAM Advanse se tomo la información del momento máximo del elemento, los mismos se muestran a continuación:⁽⁺⁾



⁽⁺⁾ Véase: Anexo A-1. Diseño de la Cubierta Metálica Tipo 1.

BARRA	Estación	Dist a J [m]	Axial [Kg]	Corte V2 [Kg]	M33 [Kg*cm]
MIEMBRO 216	53.00%	1.141	-6966.218	16.185	17471.554
MIEMBRO 246	50.00%	1.087	-7005.456	21.858	15902.868
MIEMBRO 249	43.00%	1.028	-10646.483	2.742	41871.981
MIEMBRO 250	57.00%	1.391	-10528.434	-1.756	39818.597
MIEMBRO 251	100.00%	2.213	-3622.888	-3.055	473.906
MIEMBRO 252	100.00%	2.213	-3419.283	14.214	-1422.192
MIEMBRO 206	63.00%	1.391	9711.923	-0.907	6741.897
MIEMBRO 226	100.00%	1.800	3351.953	-1.598	202.554
MIEMBRO 253	53.00%	1.050	9601.826	2.967	2863.214
MIEMBRO 254	48.00%	0.950	9782.632	-2.607	2850.841
MIEMBRO 255	38.00%	0.835	9896.236	3.251	6928.811
MIEMBRO 256	100.00%	0.948	384.636	-113.604	6401.986
MIEMBRO 257	100.00%	0.948	382.652	110.098	-6230.702
MIEMBRO 247	0.00%	0.000	156.944	-352.906	-6010.535
MIEMBRO 248	100.00%	0.341	156.944	371.274	-6323.364

Finalmente se presenta la variación obtenida entre los resultados del programa RAM Advanse y los de la verificación manual, expresadas en porcentaje:

BARRA	NI	NF	Axial	Corte V2	M33	Axial	Corte V2	M33
216	276	251	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.01%	0.03%
246	251	277	0.00%	0.01%	0.03%	0.00%	0.00%	0.00%
249	234	276	0.00%	0.02%	0.07%	0.00%	0.01%	0.08%
250	277	266	0.00%	0.01%	0.08%	0.00%	0.02%	0.08%
251	276	233	0.01%	0.04%	0.04%	0.01%	0.31%	0.22%
252	233	277	0.01%	0.30%	0.01%	0.01%	0.04%	0.04%
206	278	266	0.00%	0.02%	0.13%	0.00%	0.05%	0.02%
226	233	251	0.00%	0.00%	0.00%	0.30%	0.00%	0.00%
253	233	278	0.00%	0.07%	0.14%	0.00%	0.08%	0.33%
254	279	233	0.00%	0.08%	0.33%	0.00%	0.07%	0.14%
255	234	279	0.00%	0.05%	0.01%	0.00%	0.02%	0.13%
256	279	276	0.02%	0.60%	0.61%	1.37%	0.60%	0.60%
257	278	277	0.02%	0.62%	0.63%	1.38%	0.62%	0.62%
Máximas variaciones :			0.02%	0.62%	0.63%	1.38%	0.62%	0.62%

Flecha máxima que se presenta en la cercha.- Del análisis matricial se tiene que:

$$\delta_{\text{Cercha Tipo 1}} = 1,275 \text{ cm}$$

Flecha máxima permisible en la cercha.- El AISC limita la deflexión vertical de las vigas susceptibles de agrietarse, a $L/360$ y a $L/300$ en el caso de no susceptible. Estos valores corresponden a las flechas máximas por las cargas variables de servicio.⁽⁷⁾

$$f = L/360$$

$$L = 8 \text{ m} = 800 \text{ cm} \quad \text{Luz de la cercha Tipo 1}$$

$$f_{\text{C Tipo 1}} = 2,222 \text{ cm}$$

Por lo tanto se cumple que:

$$f > \delta$$

$$2,222 \text{ cm} > 1,274 \text{ cm} \quad \text{Satisfactorio.}$$

Algunas de las buenas razones para limitar las deflexiones son las siguientes:

- Generalmente las limitaciones que se imponen a la flexibilidad de las estructuras suelen referirse a las características de los elementos no estructurales de la construcción, tales como revestimientos de paredes o tabiques susceptibles o no de agrietarse, recubrimientos de techos, posibles deformaciones de la carpintería adjuntos o conectados a la estructura que pueden ocasionar rotura de vidrios o traba de puertas, etc.
- La apariencia de las estructuras se ve afectada por deflexiones excesivas.
- Las deformaciones excesivas no inspiran confianza en las personas que utilizan una estructura, aunque exista una completa seguridad desde el punto de vista de la resistencia.

⁽⁷⁾ Verse: DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS. Dra. Ing. María Graciela Fratelli. Capítulo 7. Apartado 7.4. Control de flechas.

Comentarios y conclusiones de los resultados:

La cercha fue calculada como una estructura compuesta y no así como un reticulado, esto debido a que las conexiones se hicieron con dos ó más pernos lo cual hace que estas uniones sean rígidas, se opone a la rotación del nudo, por lo tanto se tendrá que tomar precauciones en el diseño de estas uniones.

Del análisis de esfuerzos internos de la cercha se pudo observar que todas las diagonales se encuentran solicitadas a compresión, las cuerdas inferiores y los parantes de la cercha se encuentran solicitados a tracción, donde las cuerdas inferiores son las de mayor sollicitación.

A su vez, tanto las cuerdas inferiores como las superiores están cargadas, por lo tanto estas tendrán que verificarse a Flexo-Tracción y a Flexo-Compresión, respectivamente.

El programa RAM Advanse considera la siguiente convención de signos para los diferentes esfuerzos: los elementos en compresión signo negativo, los elementos en tracción con signo positivo. Los valores positivos del cortante o del momento flector son graficados en la parte superior del elemento y los negativos en la parte inferior del elemento.

Representación grafica de los resultados obtenidos para la Cercha Tipo 1.- Se presenta los diagramas de esfuerzos cortantes, axil y momento flector, todos obtenidos del programa RAM Advanse.

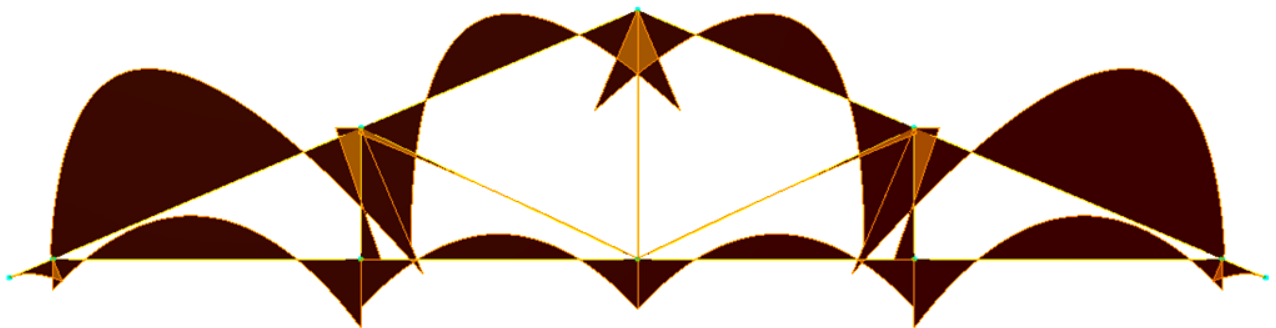


Diagrama de momentos flectores de la Cercha Tipo 1.

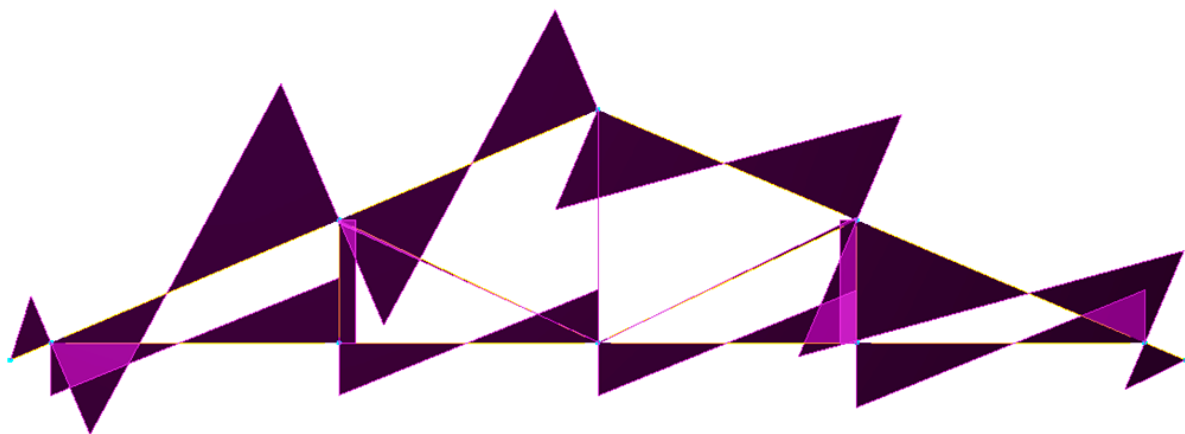


Diagrama de cortantes de la Cercha Tipo 1.

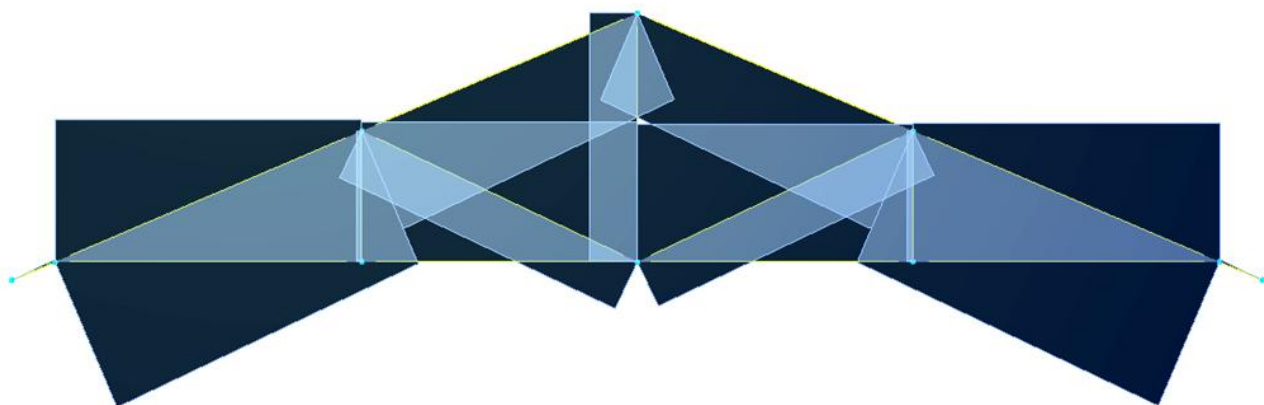


Diagrama de axiles de la Cercha Tipo 1.

3.6.3.2 Verificación del elemento solicitado a Tracción, Cercha Tipo 1

El elemento con mayor sollicitación en tracción es la barra 255, con los siguientes datos:

$P_u = 9896,240 \text{ kg}$ (Fuerza axial en tracción)

$L = 2,23 \text{ m}$ (Longitud de la barra)

Sección: T2L 50x50x3

Largo de ala (a) = 5 cm

Ancho de ala (b) = 5 cm

Separación (s) = 0.5 cm

Espesor (T) = 0,3 cm

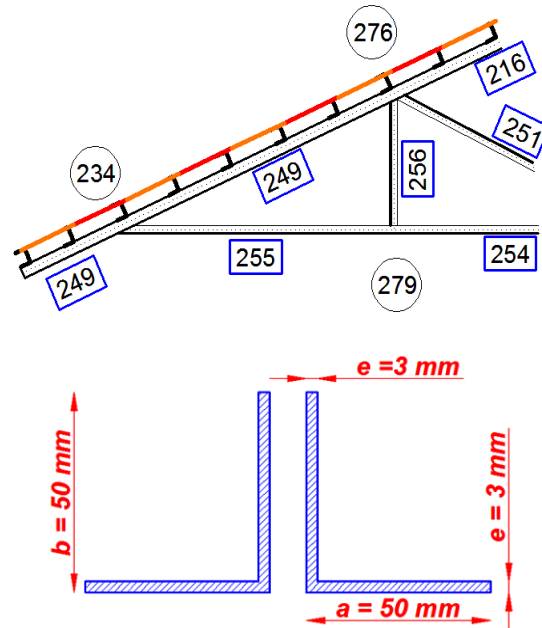
$A = 5,82 \text{ cm}^2$ (Área bruta de la sección)

$I_x = 14,28 \text{ cm}^4$ (Inercia en el eje x)

$I_y = 29,42 \text{ cm}^4$ (Inercia en el eje y)

$Z_x = 9,38 \text{ cm}^3$ (Modulo de sección plástico en el eje x)

$Z_y = 7,94 \text{ cm}^3$ (Modulo de sección plástico en el eje y)



Radio de giro:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad r_x = 1,566 \text{ cm} \quad r_y = 2,248 \text{ cm}$$

Longitud efectiva (L_{efec}).- Considerando que el elemento tiene ambos extremos empotrados se tiene que el coeficiente de pando es: $K = 0.50$

$$L_{efec} = k * L = 2,23 * 0.5 = 1,113 \text{ m}$$

Los factores de resistencia ϕ en tracción son:

$\phi_1 = 0,9$ (Por fluencia)

$\phi_2 = 0,75$ (Por Ruptura)

Condiciones que debe cumplir:

1) Resistencia por Fluencia:

$$f_{t1} = \frac{P_u}{A_{Bruta}} \leq \phi_1 \cdot F_y$$

$$1700,384 \leq 2277,944 \text{ Satisfactorio}$$

2) Resistencia por Ruptura:

$$f_{t2} = \frac{P_u}{A_{cr.}} \leq \phi_2 \cdot F_r$$

$$A_{cr.} = U \cdot A_{bruta}$$

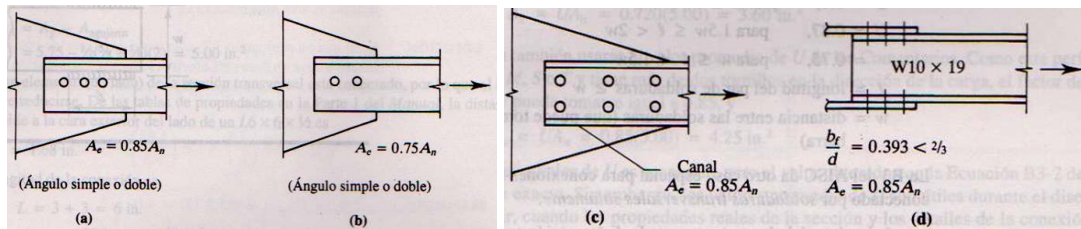


Figura 3.21 Factores de reducción del área neta efectiva.

Asumiendo que están conectados por patines, con dos sujetadores por línea (Figura 3.21 b).

$$U=0,75$$

$$f_{t2} = \frac{9896,24}{0,75 \cdot 5,82} \leq 0,75 \cdot 4077,8 \quad 2267,179 \leq 3058,350 \text{ Satisfactorio}$$

3) Relación de esbeltez.- Aunque la esbeltez es crítica para la resistencia de un miembro en compresión, ella no tiene importancia para un miembro en tracción. Sin embargo, en muchas situaciones es buena práctica limitar la esbeltez de los miembros en tracción. El propósito de estas limitaciones es para garantizar que dichos elementos posean suficiente rigidez para prevenir deflexiones laterales o vibraciones excesivas⁽⁴⁾

$$\frac{Kl}{r_{\min}} \leq 300 \quad 35,524 \leq 300 \text{ Satisfactorio}$$

4) Verificación del elemento en Flexo – Tracción.- Para elementos sometidos a tracción axial y flexión simultáneamente, se tienen las siguientes ecuaciones de interacción:

⁽⁴⁾ Verse: Diseño de estructuras de acero con LRFD (2da edición). William T. Segui. Capítulo 3.6

$$\frac{P_u}{\phi_t P_n} > 0.2 \quad \rightarrow \quad \frac{P_u}{\phi_t P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{P_u}{\phi_t P_n} < 0.2 \quad \rightarrow \quad \frac{P_u}{2\phi_t P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Donde: P_u y M_u son las resistencias requeridas por tensión y por flexión; P_n y M_n son las resistencias nominales por tensión y por flexión respectivamente; ϕ_t y ϕ_b son los factores de reducción por resistencia para tracción y flexión.

$$Z_y = 7,94 \text{ cm}^3$$

$$Z_x = 9,38 \text{ cm}^3$$

$$P_u = 9896,24 \text{ kg}$$

$$M_u = 69,29 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\phi_t P_n = \phi_t \cdot F_y \cdot A = 15113.7 \text{ kg}$$

$$M_{ny} = F_y \cdot Z_y = 180,869 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Verificación:

$$\frac{P_u}{\phi_t P_n} = 0,655 > 0,2$$

Entonces la ecuación queda de la siguiente manera:

$$\frac{P_u}{\phi_t P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

$$0,995 \leq 1,0 \text{ Satisfactorio}$$

Resumen general de los resultados obtenidos para los elementos en Tracción:

Todos los elementos en ningún caso deberán tener esfuerzos mayores a los que se indica a continuación:

Por Fluencia: $\phi 1 \cdot F_y = 2277,944$

Por Ruptura: $\phi 2 \cdot F_r = 3058,350$

La relación de esbeltez en ningún caso deberá ser mayor a 300.

B	Longitud (m)	Esfuerzo (kg)	Verificación de resistencia (kg/cm ²)		Relación de Esbeltez	Solicitud en %			
			Fluencia ≤	Ruptura ≤		Fluencia	Ruptura	Esbeltez	Flexo - Tracción
206	2.226	9711.923	575.937	767.916	35.524	25.283	25.109	11.841	49.917%
226	1.800	3351.953	575.937	767.916	28.722	25.283	25.109	9.574	-
247	0.341	156.944	10.125	13.501	3.402	0.444	0.441	1.134	8.031%
248	0.341	156.944	10.125	13.501	3.402	0.444	0.441	1.134	8.437%
253	2.000	9601.826	1649.798	2199.731	31.920	72.425	71.925	10.640	83.506%
254	2.000	9782.632	1680.865	2241.153	31.920	73.789	73.280	10.640	87.799%
255	2.226	9896.236	1700.384	2267.179	35.524	74.646	74.131	11.841	99.531%
256	0.948	384.636	66.089	88.118	15.128	2.901	2.881	5.043	-
257	0.948	382.652	65.748	87.664	15.128	2.886	2.866	5.043	-

Tabla 3.9 Resumen general de los elementos solicitados a tracción y a Flexo – Tracción.

Comentarios y conclusiones de los resultados:

De todos los elementos solicitados a tracción, se tiene que la mayor solicitud se presente en el elemento 255, el mismo que dio como resultado lo siguiente:

- 75% de solicitud por fluencia del elemento.
- 65% de solicitud por ruptura del elemento.
- 99,53% de solicitud por Flexo - Tracción del elemento.

3.6.3.3 Verificación del elemento solicitado a Compresión, Cercha Tipo 1

El elemento con mayor sollicitación a compresión fue la barra 249 con los siguientes datos:

$P_u = 11058,14 \text{ kg}$ (Fuerza axial en Compresión)

$L = 2,419 \text{ m}$ (Longitud de la barra)

Sección: T2L 80x80x5

Largo de ala (a) = 8 cm

Ancho de ala (b) = 8 cm

Separación (s) = 0.5 cm

Espesor (T) = 0,5 cm

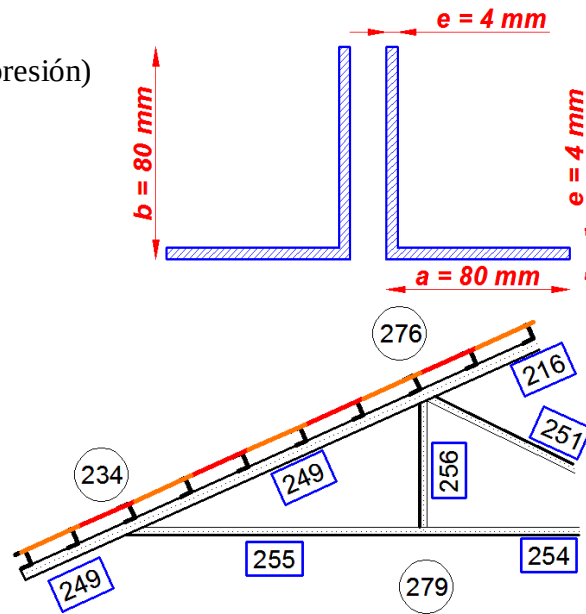
$A = 15,5 \text{ cm}^2$ (Área de la sección)

$I_x = 97,14 \text{ cm}^4$ (Inercia en el eje x)

$I_y = 189,23 \text{ cm}^4$ (Inercia en el eje y)

$Z_x = 33,79 \text{ cm}^3$ (Modulo de sección plástico en el eje x)

$Z_y = 37,78 \text{ cm}^3$ (Modulo de sección plástico en el eje y)



Radio de giro:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad r_x = 2,503 \text{ cm} \quad r_y = 3,494 \text{ cm}$$

Longitud efectiva (L_{efec}).- Considerando que el elemento tiene ambos extremos articulados se tiene que el coeficiente de pandeo es: $K = 0,5$

$$L_{efec} = k * L = 1,210 \text{ m}$$

Razón de esbeltez.- Para miembros diseñados solo en compresión se recomienda que la razón de esbeltez no sea mayor que 200.

$$\lambda_{\max} = \frac{K L}{r_{\min}} < 200 \quad 48,319 < 200 \text{ Satisfactorio}$$

Definición de frontera entre columna elástica e inelástica.- Se pueden clasificar en tres tipos: columnas cortas, columnas intermedias y columnas largas o esbeltas. Las columnas cortas fallan por aplastamiento. Las columnas largas fallan por pandeo y las columnas intermedias fallan en combinación de pandeo y aplastamiento.

La relación de esbeltez mide la tendencia de una columna a pandearse. La parábola de Euler define la frontera de las columnas, aunque estas ecuaciones se aplican muy bien a las columnas largas.⁽³⁾

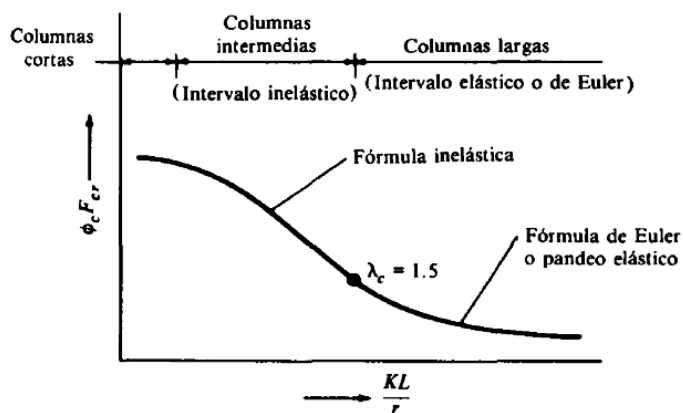


Figura 3.22 Tipos de fallas en columnas.

Se debe calcular la esbeltez para definir si son columnas largas cortas o intermedias, la esbeltez se calcula con la siguiente formula.

$$\lambda_c = \frac{KL}{r_{\min} \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \lambda_c = 0,534 < 1.5$$

Como la esbeltez es menor a 1.5 entonces podemos decir que nuestra columna es intermedia a corta y se encuentra en la zona de falla inelástica, se debe determina el esfuerzo crítico o de pandeo F_{cr} , para un elemento a compresión:

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_y \quad F_{cr} = 2246,338 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Como este elemento puede fallar por pandeo se deberá verificar la resistencia nominal a compresión:

$$P_n = F_{cr} \cdot A \quad P_n = 34818,241 \text{ kg}$$

⁽³⁾ Verse: Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO. Jack C. McCORMAC. Capitulo 5.9 Pagina 147

Suma de las cargas factorizadas.- Factor de resistencia en columnas es 0.85.

$$P_u \leq \phi_c \cdot P_n \quad P_u = 29595,505 \text{ kg}$$

Verificando solicitaciones.- Se debe de cumplir que:

$$P_u \geq P_{u(sol)} \quad 29595,505 \geq 11058,140 \text{ Satisfactorio}$$

Verificación del elemento en Flexo – Compresión.- Para elementos sometidos a compresión axial y flexión simultáneamente, se tienen las siguientes ecuaciones de interacción:

$$\begin{aligned} \frac{P_u}{\phi_t P_n} > 0.2 & \rightarrow \frac{P_u}{\phi_t P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1.0 \\ \frac{P_u}{\phi_t P_n} < 0.2 & \rightarrow \frac{P_u}{2\phi_t P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1.0 \end{aligned}$$

Donde: P_u y M_u son las resistencias requeridas por tensión y por flexión; P_n y M_n son las resistencias nominales por tensión y por flexión respectivamente; ϕ_t y ϕ_b son los factores de reducción por resistencia para tracción y flexión.

$$Z_y = 33,79 \text{ cm}^3$$

$$Z_x = 37,78 \text{ cm}^3$$

$$P_u = 11058,14 \text{ kg}$$

$$M_u = 418,720 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\phi_t P_n = \phi_t \cdot F_y \cdot A = 29595,505 \text{ kg}$$

$$M_{ny} = F_y \cdot Z_y = 855.241 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Verificación:

$$\frac{P_u}{\phi_t P_n} = 0,374 > 0,2$$

Entonces la ecuación por usar es:

$$\frac{P_u}{\phi_t P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

$$0,809 \leq 1,0 \text{ Satisfactorio}$$

Resumen general de los resultados obtenidos para los elementos en compresión:

B	Longitud (m)	Esfuerzo de Compresión	Relación de Esbeltez	Esbeltez	Esfuerzo crítico al pandeo	Resistencia Nominal	Solicitación a compresión	Solicitación a Flexo - Tracción
		Pu (kg)	<200	λ_c	Fcr	ϕP_n (kg)	%	%
216	2.174	7423.147	43.417	0.480	2298.565	30283.599	24.51%	44.69%
246	2.174	7440.626	43.417	0.480	2298.565	30283.599	24.57%	42.93%
249	2.419	11058.139	48.319	0.534	2246.338	29595.505	37.36%	80.88%
250	2.419	10940.090	48.319	0.534	2246.338	29595.505	36.97%	82.95%
251	2.213	3622.888	70.648	0.781	1961.137	9701.745	37.34%	39.67%
252	2.213	3424.487	70.648	0.781	1961.137	9701.745	35.30%	42.29%

Tabla 3.10 Resumen de los elementos solicitados a compresión y a Flexo-Compresión.

Comentarios y conclusiones de los resultados:

Todos los elementos cumplen satisfactoriamente los requisitos de resistencia al pandeo, al aplastamiento crítico y a la Flexo – Compresión, donde la mayor solicitación se presento en el elemento 249, con las siguientes solicitaciones máximas:

- 37,36% de la solicitación máxima a compresión.
- 82,95% de la solicitación máxima a flexo - compresión.

3.6.3.4 Diseño de las Uniones Atornilladas, Cercha Tipo 1.- El agotamiento de la resistencia de una conexión mecánica se puede producir por:⁽⁷⁾

a) Falla en los conectores o pernos:

- Falla por tracción
- Falla en corte por aplastamiento del perno.
- Falla en corte por deslizamiento crítico del perno.

b) Falla en los miembros conectados o planchas:

- Falla por bloque de cortantes
- Falla por aplastamiento.

Desarrollo.- El diseño se realizara para el nudo 279.

$$F_y = 36 \text{ ksi} = 2.531,05 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Esfuerzo de fluencia del acero.}$$

$$F_u = 58 \text{ ksi} = 4.077,800 \text{ kg/cm}^2 \text{ Esfuerzo ultimo a tracción del acero.}$$

$$F_v = 48 \text{ ksi} = 3374,731 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo cortante último para los pernos de alta resistencia.}$$

Los elementos que concurren al nudo son:

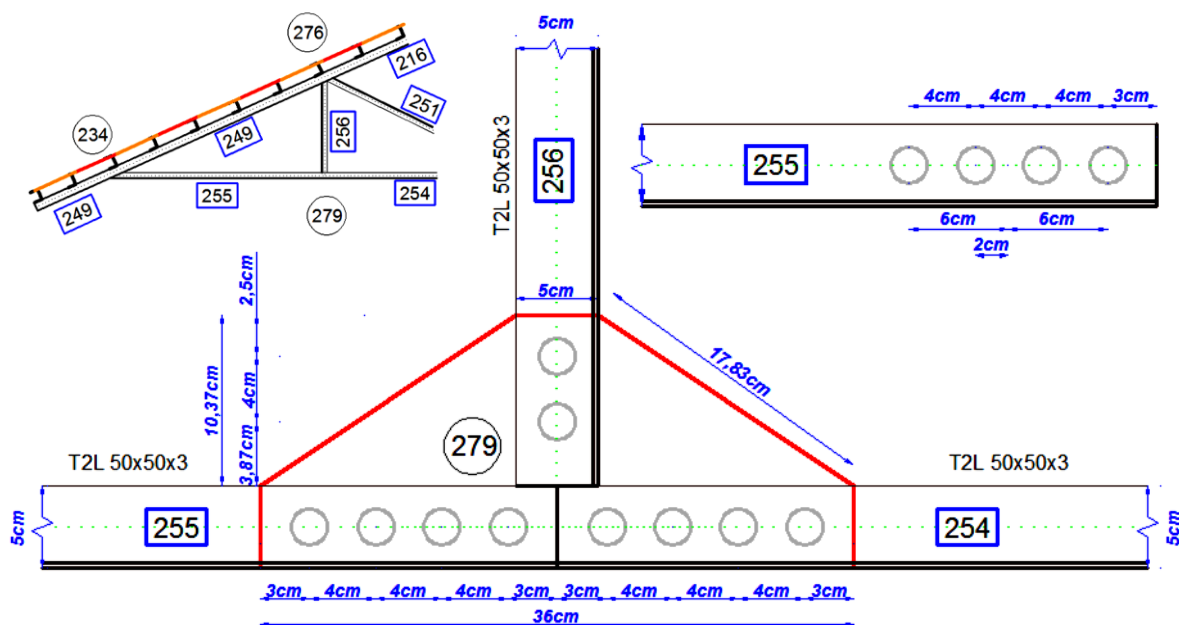


Figura 3.23 Esquema de la unión mecánica correspondiente al nudo 279.

⁽⁷⁾ Verse: DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS. Dra. Ing. María Graciela Fratelli. Capítulo 3.6.9.

BARRA	NI	NF	Axial [Kg]	Corte V2 [Kg]	M33 [Kg*cm]	Axial [Kg]	Corte V2 [Kg]	M33 [Kg*cm]
254	279	233	9782.632	154.198	4597.386	9782.632	164.942	5671.774
255	234	279	9896.236	129.938	1641.697	9896.236	225.234	8963.754
256	279	276	379.432	113.604	4366.368	384.636	113.604	6401.986

Diámetro del tornillo.- Diámetro de $1/2$ in = 1,27 cm, con un área de:

$$A_b = \frac{\pi}{4} d^2 = \frac{\pi}{4} * 1,27^2 = 1,267 \text{ cm}^2$$

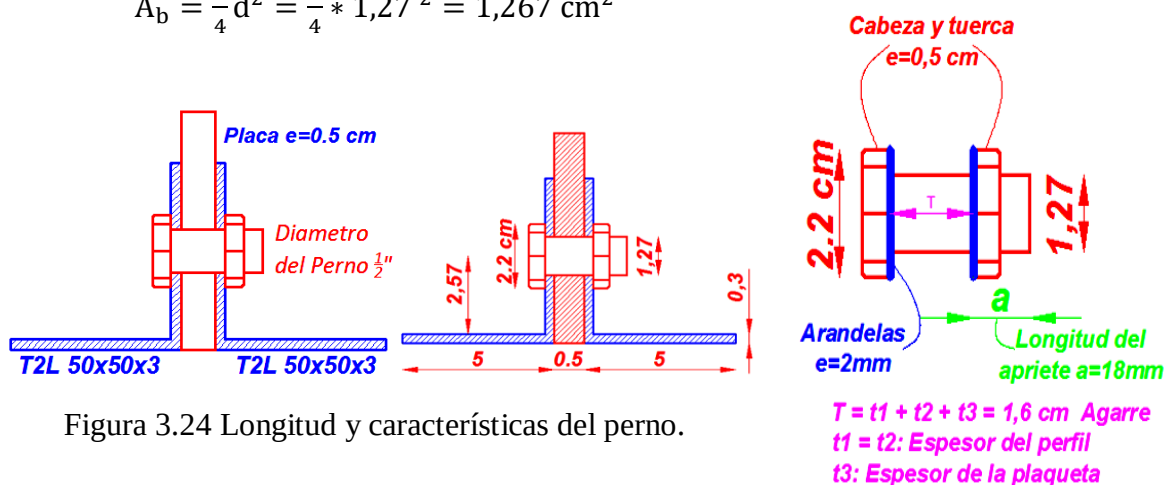


Figura 3.24 Longitud y características del perno.

Cálculo de la resistencia del perno por cortante⁽⁴⁾.- Se produce cuando el desplazamiento entre las placas origina elevados esfuerzos de corte en uno o más planos de conectores.

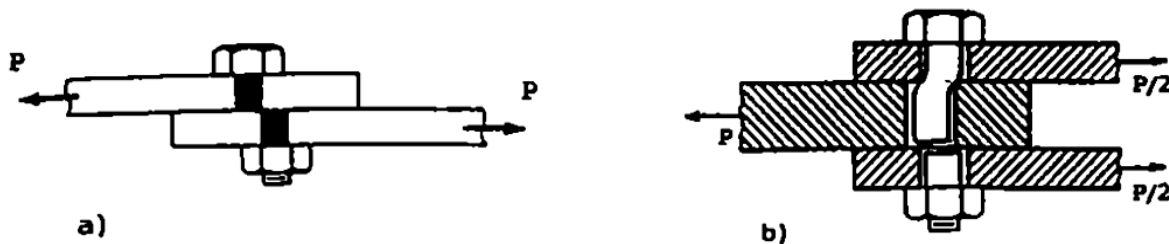


Figura 3.25 Falla por corte de los pernos ó conectores.

$$\phi R_n = \phi F_v * A_b * n$$

R_n =Resistencia por cortante del tornillo.

⁽⁴⁾ Verse: Diseño de estructuras de acero con LRFD (2da edición). William T. Segui. Capitulo 7.6

ϕ =Factor de resistencia = 0,75

F_v =Esfuerzo cortante ultimo del perno = 48 ksi = $3374,731 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

A_b =Área transversal de la parte no roscada del tornillo = $1,267 \text{ cm}^2$

n = Numero de planos en corte = 2

$$\phi R_n = 6412,506 \text{ kg/tornillo}$$

Conexión crítica al deslizamiento.- Una conexión con tornillos de alta resistencia se clasifica como conexión crítica al deslizamiento o bien como conexión tipo aplastamiento. En una conexión crítica al deslizamiento es aquella en la que no se permite el deslizamiento. En una conexión tipo aplastamiento, el deslizamiento es aceptable y, realmente ocurre acciones de cortante y de aplastamiento.⁽⁴⁾

Aunque una conexión crítica al deslizamiento, teóricamente, no están sometidas al cortante y al aplastamiento, dichas conexiones deben tener suficiente resistencia por cortante y aplastamiento en el caso de que una sobrecarga pueda generar un deslizamiento.

La resistencia al deslizamiento será una función del producto del coeficiente de fricción estática y la fuerza normal entre las partes conectadas. La resistencia por deslizamiento crítico (ϕR_{str}) de una conexión está dada por:

$$\phi R_{str} = 1,13 * \mu * T_m * N_b * N_s$$

$\phi = 1,0$ Factor de reducción para agujeros estándar.

μ = Coeficiente de deslizamiento medio (coeficiente de fricción estática) = 0,33

T_m =Tensión mínima en el sujetador = 12 klb = 5443,109 kg (Véase Anexo A-1).

N_b = Numero de tornillos = 1

N_s = Numero de planos en deslizamientos = 2

$$\phi R_{str} = 4059,471 \text{ kg/tornillo}$$

⁽⁴⁾ Verse: Diseño de estructuras de acero con LRFD (2da edición). William T. Segui. Capítulo 7.7.

Cálculo del número de tornillos.- Para el cálculo del número de tornillos se aplicará la siguiente relación:

$$N_b = \frac{P_u}{\phi * R_t}$$

Donde:

ϕR_t : Resistencia admisible del tornillo, siendo este el menor valor obtenido del cálculo de la resistencia al corte del perno y de la conexión crítica al deslizamiento del perno.

P_u : Solicitación máxima de la unión atornillada.

Para poder estimar el número de pernos necesarios en la unión se considera inicialmente como solicitud máxima a la fuerza axial del elemento, donde el elemento número 255 es el de mayor solicitud en tracción, con los siguientes datos:

Perfil del elemento en mm: T2L 50x50x3

$P_u = 9896,240 \text{ kg}$ (Fuerza axial en tracción).

$L = 2,23 \text{ m}$ (Longitud de la barra).

$\phi R_t = 4059,471 \text{ kg/tornillo}$ De la conexión crítica al deslizamiento.

Reemplazando en la ecuación se tiene que:

$$N_b = 2,438 \text{ tornillos}$$

Adoptándose un total de:

$$N_b = 4 \text{ tornillos}$$

Para determinar la solicitud máxima de la unión (P_u), se deben considerar a todos los esfuerzos concurrentes al nudo y por ello se toman las siguientes consideraciones:

El equilibrio estático del nudo 279 se consigue con la suma algebraica de todos los esfuerzos concurrentes a este nudo, como se observa en la Figura 3.26.

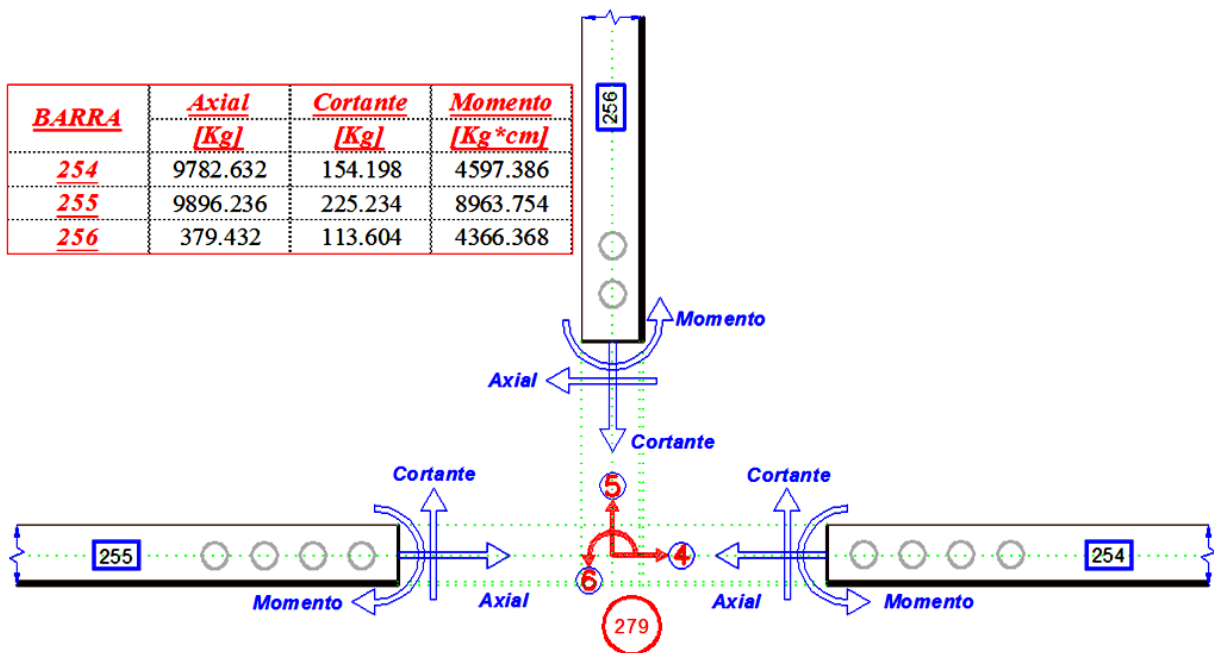


Figura 3.26 Esfuerzos que concurren al nudo 279.

Analizando el elemento numero 255, que esta solicitado por una fuerza axil en tracción, una fuerza de corte y un momento flector, todas aplicadas en el centro de gravedad del grupo de pernos, como se muestra en la Figura 3.27.

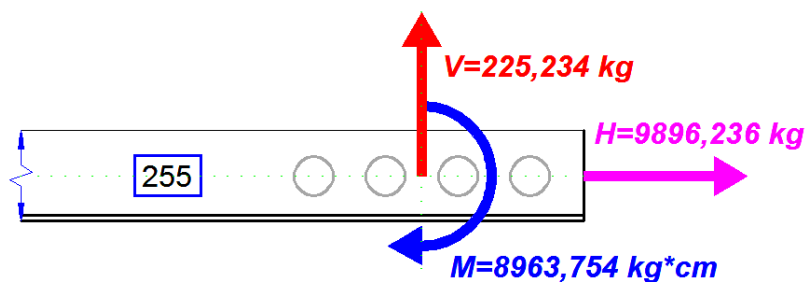


Figura 3.27 Sollicitaciones máximas del Elemento 255.

Estas fuerzas serán equilibradas por los pernos, quienes ofrecen reacciones opuestas a estas fuerzas y de este modo se consigue un equilibrio estático del elemento por sí solo.

En la figura 3.28 se representa el esquema de cuerpo en libertad de las resistencias que ofrecen los pernos a las fuerzas ampliadas al nudo.

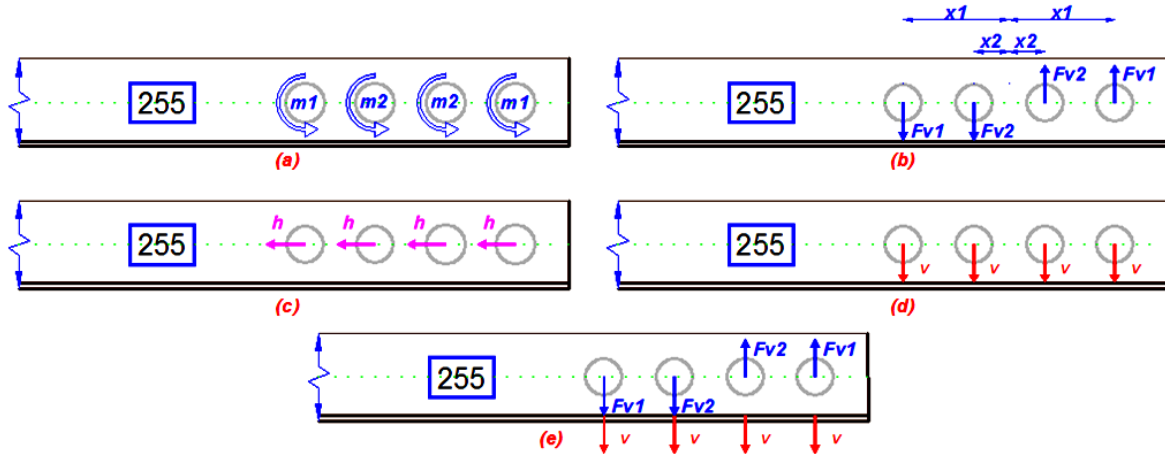


Figura 3.28 Esquema de las resistencias ofrecidas por los pernos.

Considerando de la figura 3.28 (a), en las que el grupo de momentos (m) son proporcionales a un grupo fuerzas cortantes F_v (figura 3.28 (b)), que se oponen al momento flexionante total del elemento. Estas fuerzas cortantes F_{v1} y F_{v2} son proporcionales a sus distancias con respecto del centro de gravedad del grupo, pudiéndose de este modo, expresarlas de la siguiente manera:

$$\frac{F_{v1}}{x_1} = \frac{F_{v2}}{x_2} \quad \rightarrow \quad F_{v1} = F_{v2} * \left(\frac{x_1}{x_2}\right)$$

$$x_1 = 6 \text{ cm} \quad \text{y} \quad x_2 = 2 \text{ cm}$$

La suma de momentos de las cuatro fuerzas de corte de la figura 3.28 (b) debe ser igual al momento flector total, con respecto al centro de gravedad de los pernos:

$$2 * F_{v1} * x_1 + 2 * F_{v2} * x_2 = M$$

$$M = 8963,754 \text{ kg/cm}$$

Sustituyendo y despejando se tiene que:

$$F_{v2} = \frac{M * x_2}{2 * x_1^2 + 2 * x_2^2} = \frac{8963,754 * 2}{2 * 6^2 + 2 * 2^2} = 224,094 \text{ kg}$$

$$F_{v1} = \frac{M * x_1}{2 * x_1^2 + 2 * x_2^2} = \frac{8963,754 * 6}{2 * 6^2 + 2 * 2^2} = 672,282 \text{ kg}$$

De la figura 3.28 (c), en las que el grupo de fuerzas (h) se oponen a la fuerza axil total del elemento, tendrán un valor uniforme e igual a la fuerza axil dividida entre el número de pernos, por lo tanto cada perno tomara un valor de:

$$H = 4 * h \quad \rightarrow \quad h = H/4$$

$$h = \frac{9896,236}{4} = 2474,059 \text{ kg}$$

De la figura 3.28 (d), en las que el grupo de fuerzas (v) que se oponen a la fuerza cortante total del elemento, tendrán un valor uniforme e igual a la fuerza cortante dividida entre el número de pernos, por lo tanto cada perno tomara un valor de:

$$V = 4 * v \quad \rightarrow \quad v = V/4$$

$$v = \frac{225,234}{4} = 56,309 \text{ kg}$$

Con la finalidad de determinar la máxima sollicitación por corte del perno, las fuerzas resultantes se hallan superponiendo todas las fuerzas consideradas anteriormente, como se muestra en la figura 3.28 (e). Con los siguientes valores:

$$F_{v1} + v = 672,282 \text{ kg} + 56,309 \text{ kg} = 728,591 \text{ kg}$$

$$F_{v2} + v = 224,094 \text{ kg} + 56,309 \text{ kg} = 280,403 \text{ kg}$$

$$F_{v1} - v = 672,282 \text{ kg} - 56,309 \text{ kg} = 615,973 \text{ kg}$$

$$F_{v2} - v = 224,094 \text{ kg} - 56,309 \text{ kg} = 167,785 \text{ kg}$$

Teniendo de este modo que la máxima sollicitación obtenida de la fuerza cortante mas la del momento flector es de 728,591 kg, la misma que es menor que la fuerza axil considerada por perno de 2474,059 kg.

Por lo tanto la fuerza de corte considerada para el diseño del perno será la de la fuerza axil del elemento, siendo válida la consideración inicial para determinar el número de pernos.

Separación y distancias mínimas a los bordes.- En cualquier dirección, ya sea en la línea de la fuerza o transversal a la línea de fuerza, se debe cumplir:

$$s = 3 * d = 3 * 1.27 = 3.81 \text{ cm}$$

$$s = 4 \text{ cm}$$

$$L_e = 3,00 \text{ cm (Véase Anexo A-1)}^{(3)}$$

Cálculo de la resistencia por aplastamiento de las planchas.- La resistencia de diseño de un sujetador por aplastamiento es igual a la resistencia nominal por aplastamiento de la parte conectada, multiplicada por el diámetro del sujetador y por el espesor del miembro que se apoya en el sujetador y multiplicada por el factor de reducción de resistencia ϕ . Si se cumplen los requisitos de la distancia mínima al borde y la distancia entre tornillos y si se usan dos o más tornillos en la dirección de la línea de fuerza, la resistencia por aplastamiento es:



Figura 3.29 Falla por aplastamiento de las planchas.

Para los pernos más cercanos al borde del elemento: Cuando $L_c < 2 * d$

$$\phi R_n = \phi(1.2 * L_c * t * F_u)$$

Donde:

$F_u = 58 \text{ ksi} = 4.077,800 \text{ kg/cm}^2$ Esfuerzo ultimo a tracción del acero.

$t = 0,50 \text{ cm}$ Espesor de la plancha.

Diámetro del agujero:

$$h = d + \frac{1}{16} = 1.429 \text{ cm}$$

⁽³⁾ Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO. Jack C. McCORMAC. Capitulo 12

Distancia del borde del agujero al borde de la parte conectada L_c :

$$L_c = L_e - \frac{h}{2} = 3,00 - \frac{1.429}{2} = 2,286 \text{ cm}$$

$$2 * d = 2 * 1.27 = 2.54 \text{ cm}$$

Por lo tanto: $L_c < 2 * d$

Reemplazando en la ecuación se tiene que:

$$\phi R_n = 4194,14 \text{ kg}$$

Para los agujeros internos:

$$\phi R_n = \phi(2.4 * d * t * F_u)$$

Donde:

$$s = 3 * d = 4 \text{ cm}$$

$$L_c = s - h = 4 - 1.429 = 2.571 \text{ cm}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene que:

$$\phi R_n = 4660,927 \text{ kg}$$

Se sumas los valores anteriores y se debe verificar que este sea mayor a la carga total.

En las expresiones anteriores, d es el diámetro del sujetador y t es el espesor del miembro conectado.

$$\phi R_n = 2 * 4194,14 + 2 * 4660,927 = 17710,141 \text{ kg}$$

Tendrá que verificarse que:

$$\phi R_n > P_u$$

$$17710,141 > 9896,24 \quad \text{Satisfactorio}$$

Con una seguridad del 56% de que la plancha no falle por aplastamiento.

Verificación al bloque de cortantes.-Se verifica el bloque de cortantes en la plancha.

$$A_{gv} = t * (s + L_e) * 2 = 7,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = t * ((s + L_e) - 1,5 * d') * 2 = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{gt} = t * s = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = t * (s - d') = 0,706 \text{ cm}^2$$

En ambos casos $\phi=0.75$, como el estado limite es la fractura, la ecuación gobernante será la que contenga el mayor termino de fractura.

a) Para fluencia cortante y fractura en tracción.

$$\phi R_n = \phi(0.6 * F_y * A_{gv} + F_u * A_{nt})$$

$$\phi R_n = 10132,762 \text{ kg}$$

b) Para fractura cortante y fluencia en tracción.

$$\phi R_n = \phi(0.6 * F_u * A_{nv} + F_y * A_{gt})$$

$$\phi R_n = 11322,882 \text{ kg}$$

Finalmente la resistencia por cortante de bloque es, entonces:

$$\phi R_n > P_u$$

$$10132,762 > 9896,24 \quad \text{Satisfactorio}$$

Resumen general de los resultados obtenidos para las uniones atornilladas:

En general se emplearán tornillos con diámetro de 12.7 cm (1/2 in)

Con una separación entre tornillos (s) de 4cm

Para el cálculo del número de tornillos, se considero la resistencia unitaria por tornillo la del deslizamiento crítico por ser la más desfavorable con un valor de:

$$\phi R_{str} = 2029.735 \text{ kg/tornillo}$$

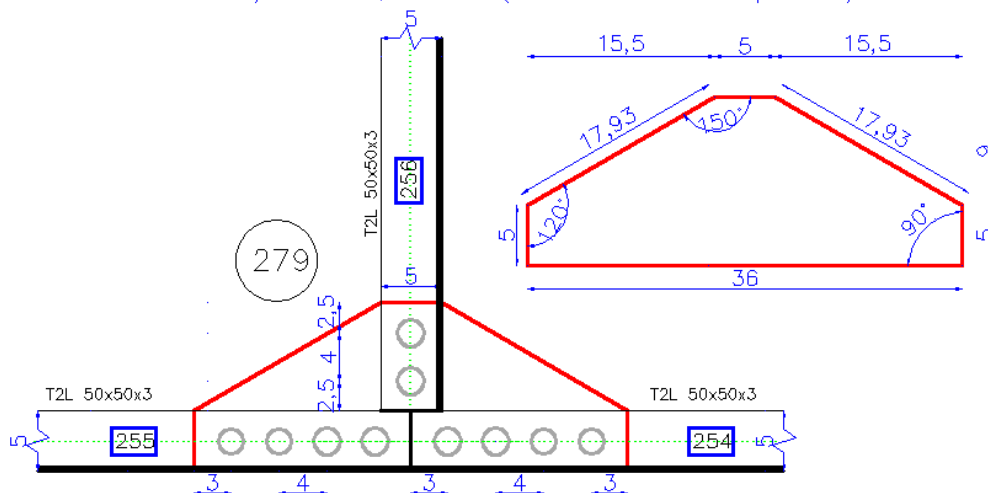
B	L (m)	Esfuerzo (kg)		Perfil	Tornillos		Requisitos (kg)		Solicitud en %	
					Nº	Le (cm)	Aplastamiento	B. Cortantes	Aplastamiento	B. Cortantes
216	2.174	7423.15	C	80x80x5	2.00	2.50	7937.56559	5097.031	93.52%	72.82%
246	2.174	7440.63	C	80x80x5	2.00	2.50	7937.56559	5097.031	93.74%	72.99%
249	2.419	11058.14	C	80x80x5	3.00	2.50	12598.49126	7374.974	87.77%	74.97%
250	2.419	10940.09	C	80x80x5	3.00	2.50	12598.49126	9668.737	86.84%	56.57%
251	2.213	3622.89	C	50x50x3	2.00	2.50	7937.56559	5097.031	45.64%	35.54%
252	2.213	3424.49	C	50x50x3	2.00	2.50	7937.56559	5097.031	43.14%	33.59%
206	2.226	9711.92	T	50x50x3	4.00	3.00	17710.14129	11661.937	54.84%	41.64%
226	1.800	3351.95	T	50x50x3	2.00	2.50	7937.56559	5097.031	42.23%	32.88%
253	2.000	9601.83	T	50x50x3	4.00	3.00	17710.14129	11661.937	54.22%	41.17%
254	2.000	9782.63	T	50x50x3	4.00	3.00	17710.14129	11661.937	55.24%	41.94%
255	2.226	9896.24	T	50x50x3	4.00	3.00	17710.14129	10132.762	55.88%	48.83%
256	0.948	384.64	T	50x50x3	2.00	2.50	7937.56559	5097.031	55.88%	3.77%
257	0.948	382.65	T	50x50x3	2.00	2.50	7937.56559	5097.031	55.88%	3.75%

Tabla 3.11 Resumen del diseño de las uniones para la Cercha Tipo 1.

Plancha correspondiente al nudo 279

e = 0,5 cm (Espesor de la plancha)

d = 1/2" = 1,27 cm (Diámetro de los pernos)



3.6.3.5 Diseño estructural de la Cercha Tipo 2.- Para el diseño de la Cercha Tipo 2 se tomaron las mismas consideraciones que para la Cercha Tipo 1, mismas cargas sobre la estructura, por lo tanto ya no se vio necesaria la verificación manual para el cálculo de los esfuerzos internos, puesto que se demostró con la verificación manual de la Cercha Tipo 1 que los resultados obtenidos por el programa RAM Advanse son lo suficientemente confiables. De lo anterior solo se muestran los resultados obtenidos para la Cercha Tipo 2 del programa RAM Advanse:

Cálculo de los esfuerzos de la Cercha Tipo 2.

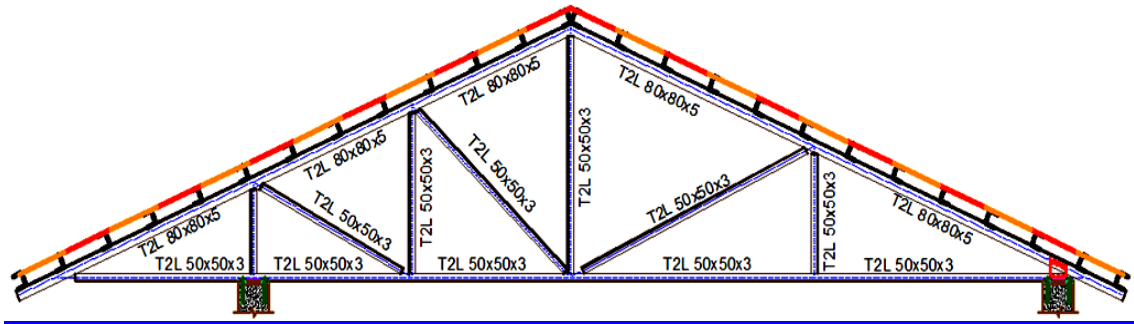


Figura 3.30 Esquema de la Cercha Tipo 2.

DATOS DE GEOMETRIA

Coordenadas de los nudos

<i>Nudo</i>	<i>X</i> <i>[m]</i>	<i>Y</i> <i>[m]</i>	<i>Z</i> <i>[m]</i>
233	4.226	0.000	0.000
234	0.000	0.000	0.000
251	4.226	1.800	0.000
252	-0.313	-0.134	0.000
266	8.452	0.000	0.000
275	8.765	-0.134	0.000
276	2.226	0.948	0.000
277	6.226	0.948	0.000
278	6.226	0.000	0.000
279	2.226	0.000	0.000
280	8.765	-0.134	0.000
281	2.226	0.948	0.000

Grados de libertad en sistema de coordenadas globales

Grados de libertad potencial: GLP =	36
Grados de libertad restringidos: GLR =	4
Grados de libertad efectivos: GLE =	32

Tabla 3.12 Datos geométricos de la Cercha Tipo 2.

Descripción de los elementos de la cercha Tipo 2

<i>Elemento</i>	<i>Nudo</i>		<i>Sección</i>	<i>Área (cm2)</i>	<i>Longitud (m)</i>	<i>Peso Propio (kg/m)</i>	<i>Inercia (cm4)</i>	<i>Angulo(°)</i>	<i>Descripción</i>
	<i>NI</i>	<i>NF</i>							
206	266	278	T2L 50x50x3	5.820	2.226	4.569	14.299	0.000	Cuerda Inferior
216	251	280	T2L 80x80x5	15.500	1.413	12.168	97.140	23.067	Cuerda Superior
226	233	251	T2L 50x50x3	5.820	1.800	4.569	14.299	90.000	Parante
246	251	277	T2L 80x80x5	15.150	2.174	11.893	97.140	336.933	Cuerda Superior
247	266	275	T2L 80x80x5	15.150	0.341	11.893	97.140	336.933	Cuerda Superior
248	252	234	T2L 80x80x5	15.150	0.341	11.893	97.140	23.067	Cuerda Superior
249	276	234	T2L 80x80x5	15.150	1.767	11.893	97.140	23.067	Cuerda Superior
250	277	266	T2L 80x80x5	15.150	2.419	11.893	97.140	336.933	Cuerda Superior
251	280	233	T2L 50x50x3	5.820	1.801	4.569	14.299	316.215	Parante
252	233	277	T2L 50x50x3	5.820	2.213	4.569	14.299	25.358	Parante
253	278	233	T2L 50x50x3	5.820	2.000	4.569	14.299	0.000	Cuerda Inferior
254	233	281	T2L 50x50x3	5.820	1.300	4.569	14.299	0.000	Cuerda Inferior
255	279	234	T2L 50x50x3	5.820	1.626	4.569	14.299	0.000	Cuerda Inferior
256	279	276	T2L 50x50x3	5.820	0.692	4.569	14.299	90.000	Parante
257	278	277	T2L 50x50x3	5.820	0.948	4.569	14.299	90.000	Parante
258	280	276	T2L 80x80x5	15.150	1.413	11.893	97.140	23.067	Cuerda Superior
259	281	279	T2L 50x50x3	5.820	1.300	4.569	14.299	0.000	Cuerda Inferior
260	276	281	T2L 50x50x3	5.820	1.473	4.569	14.299	331.961	Parante
261	281	280	T2L 50x50x3	5.820	1.246	4.569	14.299	90.000	Parante

Tabla 3.13 Descripción de los elementos de la Cercha Tipo 2.

REPRESENTACIÓN VECTORIAL DE FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS EN CCG

PP:	Peso propio	D:	Desplazamientos
CM:	Carga muerta	Axil:	kg
SC:	Sobrecarga	Corte:	kg
W:	Viento	Momento:	kg*cm
r:	Reacciones		

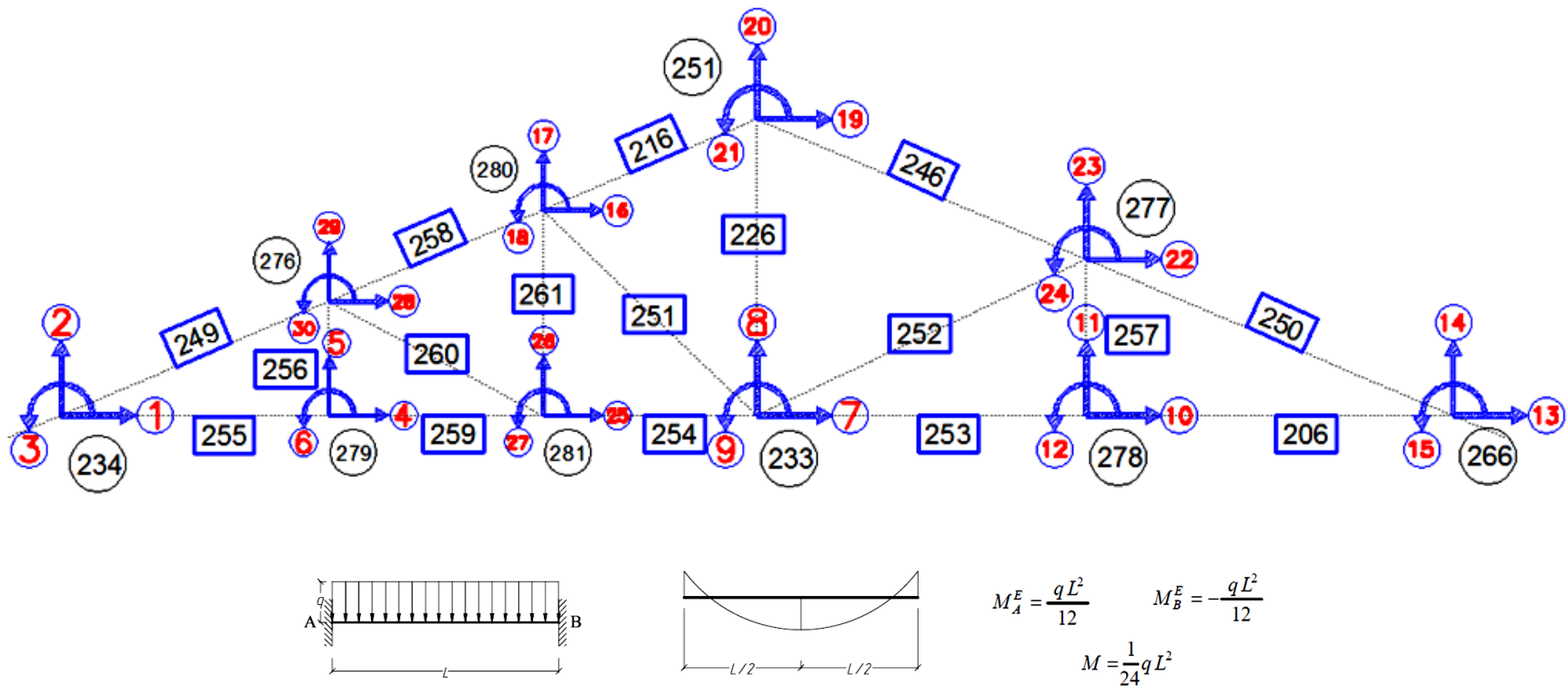


Figura 3.31 Representación vectorial de las fuerzas y desplazamientos Cercha Tipo 2.

Resultados obtenidos para la CERCHA TIPO 2

Esfuerzos máximos obtenidos del programa RAM ADVANSE

BARRA	NI	NF	Axial [Kg]	Corte V2 [Kg]	M33 [Kg*cm]	Axial [Kg]	Corte V2 [Kg]	M33 [Kg*cm]
206	266	278	6533.692	138.901	29.590	6533.692	-216.270	8639.990
216	251	280	-3084.907	-799.571	-26240.100	-3652.205	543.913	-8178.184
226	233	251	829.513	13.645	1080.851	839.393	13.645	-1374.789
246	251	277	-3055.640	-903.121	-27614.889	-3928.406	1046.561	-43205.418
247	266	275	157.325	-353.799	-6025.742	0.000	0.000	0.000
248	252	234	0.000	0.000	0.000	157.325	372.167	-6338.570
249	276	234	3587.302	-997.915	-34127.813	2877.830	682.269	-6239.113
250	277	266	-6508.955	-1264.773	-49511.199	-7480.258	905.030	-5996.151
251	280	233	1392.307	2.895	461.339	1385.466	10.032	-702.491
252	233	277	-3527.797	3.267	633.888	-3522.593	14.248	-1304.368
253	278	233	6443.144	158.860	5058.419	6443.144	-160.280	5200.412
254	233	281	2233.044	112.741	2783.183	2233.044	-94.700	1610.567
255	279	234	-2916.128	163.628	5613.161	-2916.128	-95.801	99.458
256	279	276	-6866.543	-40.568	-1240.110	-6862.742	-40.568	1568.686
257	278	277	375.130	-90.549	-3581.571	380.335	-90.549	5001.413
258	280	276	-2096.753	-501.480	-6897.051	-2664.051	842.004	-30954.654
259	281	279	-2852.460	78.371	1077.591	-2852.460	-129.070	4373.051
260	276	281	5754.838	-17.388	-1604.473	5751.037	-10.251	430.951
261	281	280	-2539.414	14.316	963.927	-2532.573	14.316	-819.794

Elementos en Compresión

BARRA	NI	NF	Axial [Kg]	Corte V2 [Kg]	M33 [Kg*cm]	Axial [Kg]	Corte V2 [Kg]	M33 [Kg*cm]
216	251	280	-3084.907	-799.571	-26240.100	-3652.205	543.913	-8178.184
246	251	277	-3055.640	-903.121	-27614.889	-3928.406	1046.561	-43205.418
250	277	266	-6508.955	-1264.773	-49511.199	-7480.258	905.030	-5996.151
252	233	277	-3527.797	3.267	633.888	-3522.593	14.248	-1304.368
255	279	234	-2916.128	163.628	5613.161	-2916.128	-95.801	99.458
256	279	276	-6866.543	-40.568	-1240.110	-6862.742	-40.568	1568.686
258	280	276	-2096.753	-501.480	-6897.051	-2664.051	842.004	-30954.654
259	281	279	-2852.460	78.371	1077.591	-2852.460	-129.070	4373.051
261	281	280	-2539.414	14.316	963.927	-2532.573	14.316	-819.794

Elementos en Tracción

BARRA	NI	NF	Axial [Kg]	Corte V2 [Kg]	M33 [Kg*cm]	Axial [Kg]	Corte V2 [Kg]	M33 [Kg*cm]
206	266	278	6533.692	138.901	29.590	6533.692	-216.270	8639.990
226	233	251	829.513	13.645	1080.851	839.393	13.645	-1374.789
247	266	275	157.325	-353.799	-6025.742	0.000	0.000	0.000
248	252	234	0.000	0.000	0.000	157.325	372.167	-6338.570
249	276	234	3587.302	-997.915	-34127.813	2877.830	682.269	-6239.113
251	280	233	1392.307	2.895	461.339	1385.466	10.032	-702.491
253	278	233	6443.144	158.860	5058.419	6443.144	-160.280	5200.412
254	233	281	2233.044	112.741	2783.183	2233.044	-94.700	1610.567
257	278	277	375.130	-90.549	-3581.571	380.335	-90.549	5001.413
260	276	281	5754.838	-17.388	-1604.473	5751.037	-10.251	430.951

Reacciones

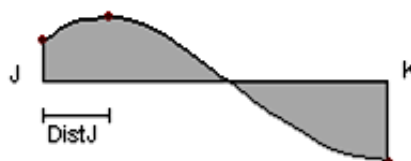
c) $U=1.2D+1.6Lr+0.8W$

NODO	Rx	Ry	M
279	-104.236	7141.839	0.000
266	0.000	4278.878	0.000

Desplazamiento

NODO	$1.2D+1.6Lr+0.8W$		
	Dx	Dy	Dz
233	-0,0069	-0,4465	0.000

Del diagrama de esfuerzos obtenido del RAM Advanse se tomo la información del momento máximo del elemento, los mismos se muestran a continuación:



BARRA	Estación	Dist a J	Axial	Corte V2	M33
		[m]	[Kg]	[Kg]	[Kg*cm]
MIEMBRO 206	40.00%	0.890	6533.692	-3.167	-6012.747
MIEMBRO 216	60.00%	0.848	-3425.286	6.519	7376.765
MIEMBRO 226	100.00%	1.800	839.393	13.645	-1374.789
MIEMBRO 246	48.00%	1.033	-3470.204	22.978	17825.085
MIEMBRO 247	0.00%	0.000	157.325	-353.799	-6025.741
MIEMBRO 248	100.00%	0.341	157.325	372.167	-6338.570
MIEMBRO 249	60.00%	1.060	3161.619	10.196	18233.847
MIEMBRO 250	57.00%	1.391	-7067.454	-17.136	39649.319
MIEMBRO 251	100.00%	1.801	1385.466	10.032	-702.491
MIEMBRO 252	100.00%	2.213	-3522.593	14.248	-1304.368
MIEMBRO 253	50.00%	1.000	6443.144	-0.710	-2849.092
MIEMBRO 254	55.00%	0.715	2233.044	-1.352	-1198.967
MIEMBRO 255	63.00%	1.016	-2916.128	1.485	-2775.648
MIEMBRO 256	100.00%	0.692	-6862.742	-40.568	1568.686
MIEMBRO 257	100.00%	0.948	380.335	-90.549	5001.413
MIEMBRO 258	38.00%	0.530	-2309.490	2.327	6327.164
MIEMBRO 259	38.00%	0.488	-2852.460	0.580	-846.849
MIEMBRO 260	0.00%	0.000	5754.838	-17.388	-1604.473
MIEMBRO 261	100.00%	1.246	-2532.573	14.316	-819.794

Flecha máxima que se presenta en la cercha.- Del análisis matricial se tiene que:

$$\delta_{\text{Cercha Tipo 2}} = 0,450 \text{ cm}$$

Flecha máxima permisible en la cercha.- Estará limitada a una deformación máxima de:

$$f = \frac{L}{360}$$

$L = 6,84 \text{ m} = 684 \text{ cm}$ Luz entre apoyos de la cercha Tipo 2.

$$f_{\text{C Tipo 2}} = 1,900 \text{ cm}$$

Por lo tanto se cumple que:

$$f > \delta$$

1,900 cm > 0,450 cm Satisfactorio.

Representación grafica de los resultados obtenidos para la Cercha Tipo 2.- Se presenta los diagramas de esfuerzos cortantes, axil y momento flector, todos obtenidos del programa RAM Advanse.

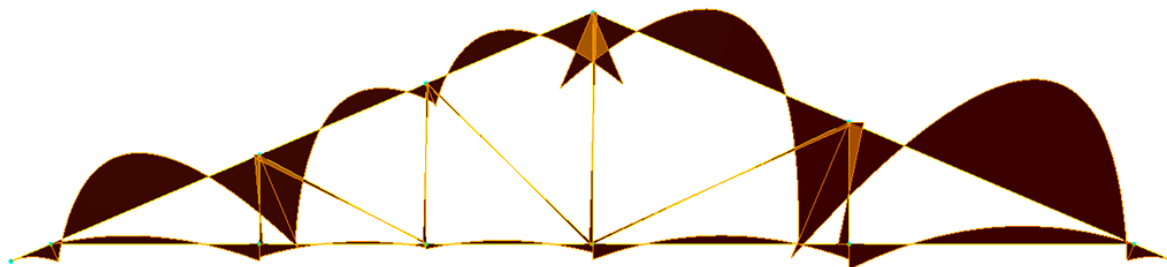


Diagrama de momentos flectores de la Cercha Tipo 2.

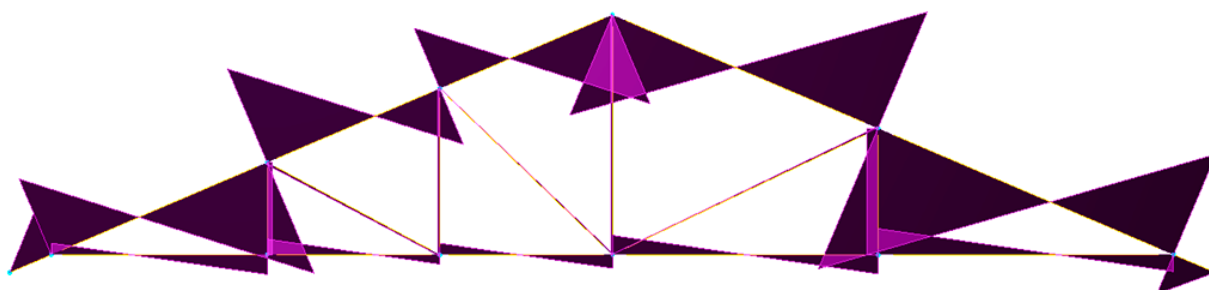


Diagrama de cortantes de la Cercha Tipo 2.

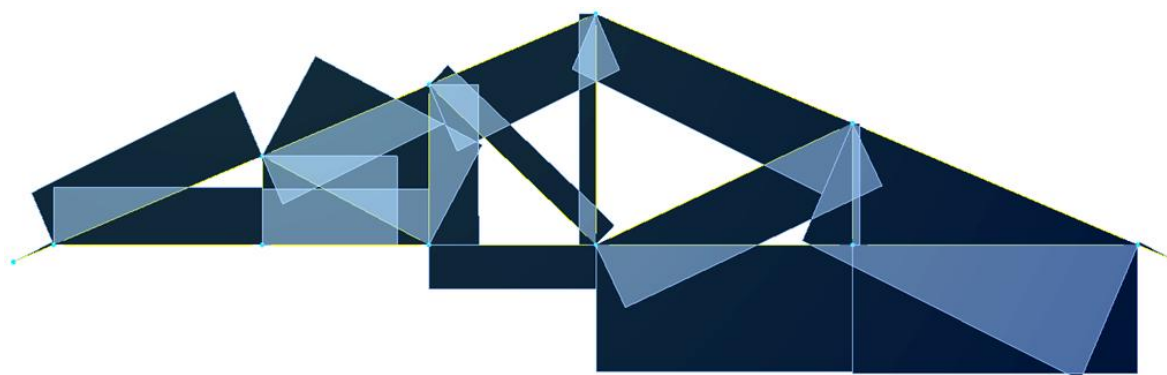


Diagrama de axiles de la Cercha Tipo 2.

Resumen de los elementos sometidos a Tracción y a Flexo – Tracción, Cercha Tipo 2:

Todos los elementos en ningún caso deberán tener esfuerzos mayores a los que se indica a continuación:

Por Fluencia: $\phi 1 \cdot F_y = 2277,944$

Por Ruptura: $\phi 2 \cdot F_r = 3058,350$

B	Longitud (m)	Esfuerzo (kg)	Verificación de resistencia (kg/cm ²)		Relación de Esbeltez	Solicitud en %			
			Fluencia ≤	Fractura ≤		Fluencia	Fractura	Esbeltez	Flexo - Tracción
206	2.226	6533.692	1122.628	1320.738	35.527	49.283	43.185	11.842	57.885
226	1.800	839.393	144.226	169.677	114.913	6.331	5.548	38.304	
247	0.341	157.325	10.150	11.941	13.621	0.446	0.390	4.540	8.051
248	0.341	157.325	10.150	11.941	13.621	0.446	0.390	4.540	8.458
249	1.767	3587.302	231.439	272.281	70.584	10.160	8.903	23.528	28.769
251	1.801	1392.307	239.228	281.445	114.977	10.502	9.202	38.326	9.135
253	2.000	6443.144	1107.069	1302.435	127.681	48.600	42.586	4.175	64.352
254	1.300	2233.044	383.685	451.394	82.993	16.843	14.759	2.714	15.051
257	0.948	380.335	383.685	76.882	60.521	16.843	2.514	1.979	29.087
260	1.473	5754.838	988.804	451.394	94.037	43.408	14.759	3.075	51.293

Tabla 3.14 Resumen de los elementos sometidos a tracción, Cercha Tipo 2.

Resumen general de los resultados obtenidos para los elementos en compresión:

B	Longitud (m)	Esfuerzo de Compresión	Relación de Esbeltez	Esbeltez	Esfuerzo crítico al pandeo	Resistencia Nominal	Solicitud	Flexo - Tracción
		Pu (kg)	<200	λc	Fcr	φPn (kg)	%	%
216	1.413	3652.205	28.221	0.312	2430.082	32016.328	11.41	15.29
246	2.174	3928.406	43.421	0.480	2298.526	30283.080	12.97	29.64
250	2.419	7480.258	48.314	0.534	2246.390	29596.182	25.27	71.06
252	2.213	3527.797	44.200	0.488	2290.522	30177.623	11.69	7.54
255	1.626	2916.128	51.902	0.574	2205.475	10910.484	26.73	40.37
256	0.692	6866.543	22.089	0.244	2468.708	12212.697	56.22	63.93
258	1.413	2664.051	28.221	0.312	2430.082	32016.328	8.32	12.38
259	1.300	2852.460	41.496	0.459	2317.803	11466.172	24.88	29.04
261	1.246	2539.414	39.773	0.440	2334.458	11548.565	21.99	26.02

Tabla 3.15 Resumen de elementos sometidos a compresión y a Flexo – Compresión.

Resumen general de los resultados obtenidos para las uniones atornilladas:

En general se emplearán tornillos con diámetro de 12.7 cm (1/2 in)

Con una separación entre tornillos (s) de 4cm

Con una distancia a los bordes (Le) de 2.5 cm

Para el cálculo del número de tornillos, se consideró la resistencia unitaria por tornillo la del deslizamiento crítico por ser la más desfavorable con un valor de:

$$\phi R_{str} = 2029.735 \frac{\text{kg}}{\text{tornillo}}$$

B	L (m)	Esfuerzo (kg)		Perfil T2L	Tornillos		Requisitos (kg/tornillo)		Solicitud en %	
					Nº	S (cm)	Aplast.	B. Cort.	Aplast.	B. Cort.
216	1.413	3652.20	C	80x80x5	2.00	4.00	7937.566	5097.031	46.01%	35.83%
246	2.174	3928.41	C	80x80x5	2.00	4.00	7937.566	5097.031	49.49%	38.54%
249	1.767	3587.30	T	80x80x5	2.00	4.00	7937.566	5097.031	45.19%	35.19%
250	2.419	7480.26	C	80x80x5	2.00	4.00	7937.566	7390.793	94.24%	50.61%
251	1.801	1392.31	T	50x50x3	2.00	4.00	4762.539	3058.218	29.23%	22.76%
252	2.213	3527.80	C	50x50x3	2.00	4.00	4762.539	3058.218	74.07%	57.68%
206	2.226	6533.69	T	50x50x3	3.00	4.00	7559.095	5801.242	86.43%	56.31%
226	1.800	839.39	T	50x50x3	2.00	4.00	4762.539	3058.218	17.62%	13.72%
253	0.341	157.32	T	50x50x3	3.00	4.00	7559.095	5801.242	2.08%	1.36%
254	0.341	157.32	T	50x50x3	2.00	4.00	4762.539	4434.476	3.30%	1.77%
255	2.000	6443.14	C	50x50x3	2.00	4.00	9525.079	5097.031	67.64%	63.20%
256	1.300	2233.04	C	80x80x5	3.00	4.00	12598.491	7374.974	67.64%	15.14%
257	1.626	2916.13	T	50x50x3	2.00	4.00	4762.539	3058.218	67.64%	47.68%
258	0.692	6866.54	C	80x80x5	2.00	4.00	7937.566	5097.031	17.72%	67.36%
259	0.948	380.33	C	50x50x3	2.00	4.00	4762.539	4434.476	61.23%	4.29%
260	1.413	2664.05	T	80x80x5	3.00	4.00	7559.095	4424.984	86.51%	30.10%
261	1.300	2852.46	C	50x50x3	2.00	4.00	4762.539	3058.218	7.99%	46.64%

Tabla 3.16 Resumen de las uniones atornilladas, Cercha Tipo 2.

3.6.3.6 Diseño de la placa de anclaje⁽³⁾.- El diseño de la placa de anclaje será la misma para toda la estructura metálica, adoptándose las reacciones más desfavorables obtenidas del análisis de fuerzas de todas las cerchas metálicas.

De lo anterior se tiene qué, las reacciones más desfavorables se encuentran en la Cercha Tipo 2.

Se selecciona el apoyo fijo de la cercha, nudo 279, con los siguientes datos:

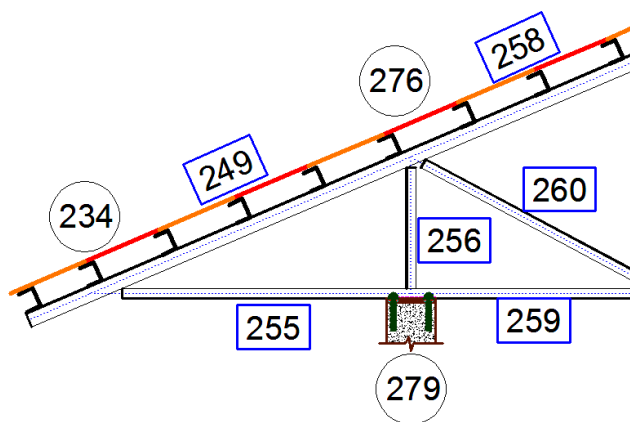
$$P_{uv} = 7141,839 \text{ kg}$$

Reacción vertical del elemento.

$$P_{uh} = 104,236 \text{ kg}$$

Reacción horizontal del elemento.

Propiedades de la sección en estudio: Barra 255 con una sección T2L (50x50x3)



Cálculo de la resistencia nominal por fluencia del alma en el soporte

$$R_n = (2.5 * k + N) * F_y * t_w$$

k: Coeficiente de relación de resistencia al pandeo lineal de una placa = 0,6

N: Longitud mínima del apoyo en el soporte

t_w : Ancho del alma de la sección = 0.3 cm

F_y : Esfuerzo de fluencia = $2531,048 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

$R_n = P_{uv}$: Resistencia nominal por fluencia = 7141,839 kg

⁽³⁾ Verse: Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO. Jack C. McCormack. Capítulo 10.4 y 10.8

Despejando el valor de N y reemplazando en la ecuación anterior se tiene:

$$N = \frac{P_{uv}}{F_y * t_w} - 2,5 * k = 7,907 \text{ cm}$$

Verificación al aplastamiento del elemento.- El aplastamiento del alma es el pandeo del alma causado por la compresión transmitida a través del patín.

Para una cara en o cerca del soporte (distancia no mayor que la mitad del peralte de la viga desde el extremo), la resistencia nominal es:

$$\text{Para: } \frac{N}{d} > 0.2$$

$$\phi * 68 * t_w^2 * \left[1 + \left(4 * \frac{N}{d} - 0.2 \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] * \sqrt{\frac{F_y * t_f}{t_w}} \geq R_u$$

El factor de resistencia para este estado límite es $\phi = 0.75$.

Despajando el valor de N se tiene que:

$$N = 3,611 \text{ cm}$$

De los dos valores obtenidos anteriormente se selecciona el mayor:

$$\mathbf{N = 7,907 \text{ cm}}$$

Cálculo de la dimensión B de la placa:

$$\phi * f_c' * A_1 \geq R_u \quad A_1 = N * B$$

$$\phi = 0.6$$

$$f_c' = 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia de cálculo del H}^\circ$$

Reemplazando en la ecuación anterior se tiene que:

$$B \geq \frac{R_u}{\phi * f_c' * N} = 10,707 \text{ cm}$$

Finalmente por razones constructivas y teniendo una suposición conservadora se tomará las siguientes dimensiones de la placa de anclaje:

$$N = 25 \text{ cm} \quad B = 25 \text{ cm}$$

Cálculo del espesor de la placa:

$R_u = 7141,839 \text{ kg}$ Carga última o total de cálculo

$B = 25 \text{ cm}$ Lado de la placa

$N = 25 \text{ cm}$ Longitud del apoyo en el soporte

$K = 0,6 \text{ cm}$ Coeficiente de relación de resistencia al pandeo lineal de una placa.

n : Lado del voladizo de la placa

$$n = \frac{B - S - 2 * T}{2} = 11,7 \text{ cm} \quad t = \sqrt{\frac{2 * R_u * n^2}{0.9 * B * N * F_y}} = 1,172 \text{ cm}$$

Constructivamente se usaran 2 placas, una empotrada en el hormigón armado y la otra se fijara en el perfil metálico de la cercha, para que de este modo la transmisión de esfuerzos sea lo más optimo posible. Por lo tanto se tomara un espesor de la placa de 1 cm cada una.

Finalmente las dimensiones de la placa son las siguientes:

$$PL \ 25 \times 25 \times 1 \text{ cm}$$

Diseño del pernos de anclaje

a) Determinar el área del perno de anclaje:

$$A_g = \frac{T_u}{0.75 * \phi_t * F_u} \quad d = \sqrt{\frac{4 * A_g}{\pi}}$$

Donde:

$T_u = P_{uv} = 5760,184 \text{ kg}$: Es la fuerza aplicada al perno, fuerza axial sobre la placa.

F_u : Es la fuerza que resiste el perno, dada según el tipo de acero utilizado, para el caso de aceros A36 F_u vale 58 ksi (4077,804 kg/cm²).

ϕ_t : Factor de resistencia tomado para aceros A36 igual a 0,75.

$$A_g = 3,114 \text{ cm}^2 \qquad d = 1.991 \text{ cm}$$

Por lo tanto se empleara un diámetro de:

$$d = 3/4 \text{ in}$$

b) Determinar el área de la superficie requerida.- Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$A_{psf} = \frac{T_u}{4 * \phi_t * \sqrt{f_c'}}$$

T_u : Fuerza axial sobre la placa.

$f_c' = 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ Resistencia característica del Hº a los 28 días.

ϕ_t : Factor de resistencia tomado para aceros A36 igual a 0,75.

$$A_{psf} = 757,268 \text{ cm}^2$$

c) Determinar la longitud del perno de anclaje

$$L = \sqrt{\frac{A_{psf}}{3.14}}$$

A_{psf} : Área de la superficie requerida.

L : Longitud de anclaje del perno.

$$L = 15,530 \text{ cm}$$

Haninger sugieren basados en la normativa una tabla según el tipo de acero utilizado las longitudes mínimas a las que se deben embeber o anclar los pernos según la siguiente tabla:

Bolt Type, Material	Minimum Embedded Length	Minimum Embedded Edge Distance
A307, A36	$12 d$	$5 d > 4 \text{ in.}$
A325, A449	$17 d$	$7 d > 4 \text{ in.}$

Donde d es el diámetro nominal del perno estas son distancias conservadoras según normativa.

$$d = \frac{3}{4} \text{ in} = 1.905 \text{ cm}$$

$$12 * d = 12 * \frac{3}{4} = 9.0 \text{ in} = 22.86 \text{ cm}$$

$$5 * d = 5 * \frac{3}{4} = 3.75 \text{ in} < 4 \text{ in No cumple}$$

Finalmente se tiene que la longitud del perno de anclaje es:

$$L = 6,2 \text{ in} \quad \text{ó} \quad L = 16,00 \text{ cm}$$

Resumen general de los resultados obtenidos para la placa y el perno de anclaje

El diseño de las uniones, de la placa base y del perno de anclaje será el mismo para toda la estructura con las siguientes dimensiones:

Dimensiones de la placa base: $N \times B \times e$

$$PL \quad 25 \times 25 \times 1 \text{ cm}$$

Longitud y diámetro del perno de anclaje:

$$L = 6,2 \text{ in} = 16 \text{ cm} \quad d = \frac{3}{4} \text{ in} = 1.905 \text{ cm}$$

Las dimensiones de la placa base, en el apoyo móvil, serán las mismas que para el apoyo fijo, con la única variante de que el agujero de la placa de apoyo móvil, deberá ser ovalado con un largo de 2.5 veces el diámetro del perno ($h=2.5d$) y el ancho será el del diámetro del perno.

DIMENSIONAMIENTO DE LA UNION SOLDADA

Entre el perfil doble L angular (T2L) y la placa de anclaje (25x25x1)

El metal base tiene características de Acero A36, se utilizaran con electrodos E70xx.

Datos:

e viga (cm)=	0,3	Espesor de viga
e placa (cm)=	1	Espesor de la placa
Pu (kg)=	7141,839	Fuerza Axial
w (cm)=	0,5	Tamaño mínimo de filete (Ver Anexo A-1)
E70(kg/cm ²)=	4820	Resistencia del electrodo (Ver Anexo A-1)
φ =	0,75	Factor de resistencia (Ver Anexo A-1)
Fy (kg/cm ²)=	2531,048	Tensión del límite elástico del acero A36
t (cm) =	0,3	Espesor mínimo entre elementos a unir

La resistencia del metal de soldadura para el electrodo E70 es:

$$F_w = 0.6 F_{E70} = 2892.00 \text{ kg/cm}^2$$

La capacidad por centímetro es:

$$0.707 w \phi F_w = 766.74 \text{ Kg/cm}$$

La capacidad del metal base es:

$$0.9 F_y * t = 683.38307 \text{ Kg/cm}$$

Gobierna la resistencia de soldadura entonces $R_d = 683.38 \text{ Kg/cm}$

La longitud de filete requerida es:

$$L = \frac{P_u}{R_d} \quad L = 10.451 \text{ cm}$$

La longitud mínima:

$$L = 4 w \quad L_{min} = 2.00 \text{ cm}$$

Por lo tanto la longitud de soldadura será de 12 cm distribuida perimetralmente sobre el perfil metálico como se indica en los siguientes gráficos.

Representación grafica de la placa base:

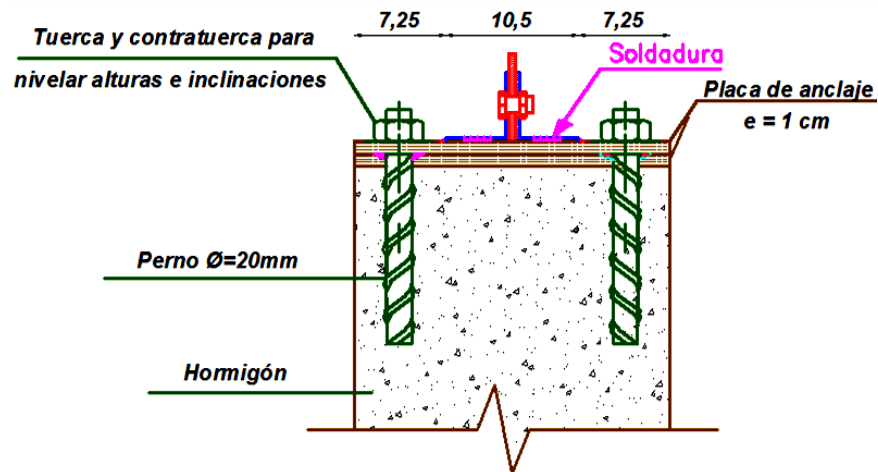


Figura 3.32 Detalles de la placa de anclaje.

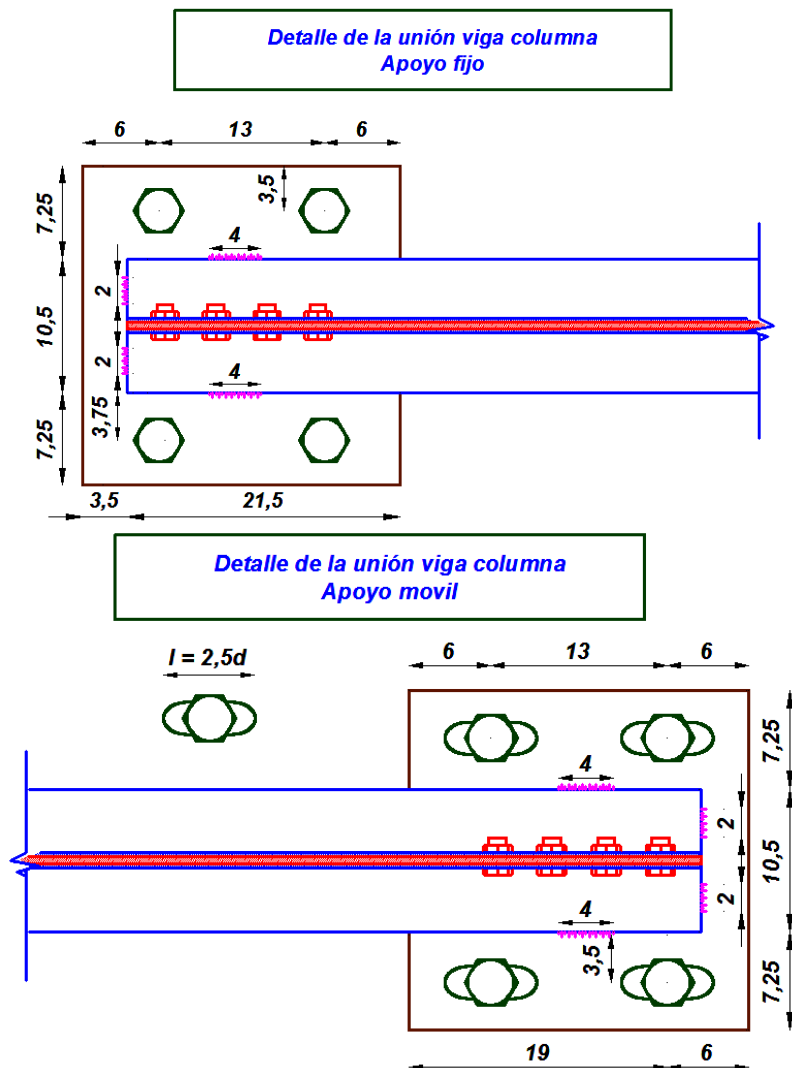


Figura 3.33 Representación gráfica de la placa de anclaje.

3.7 Estructura aporticada de hormigón armado H^oA^o

3.7.1 Cargas consideradas sobre la estructura⁽¹⁾.- Todas las cargas o acciones adoptadas para la estructura aporticada son las que se mencionan a continuación:

a) Acciones permanentes ó cargas muertas (D).- Las cargas consideradas como permanentes son las cargas debidas a su peso propio y se detallan a continuación.

Peso propio de los elementos estructurales:

Peso específico del hormigón armado. $\gamma_{H^oA^o} = 2500 \text{ kg/m}^3$

Columnas:

Nivel	Sección (cm)	Peso
Cimiento:	30 x 30	= 225.000 kg/m
Planta baja:	30 x 30	= 225.000 kg/m
Primer piso:	30 x 30	= 225.000 kg/m
Segundo piso:	25 x 25	= 156.250 kg/m

Tabla 3.17 Datos geométrico de las columnas del pórtico en estudio.

Vigas:

Nivel	Sección (cm)	Peso
Cimiento:	20 x 30	= 150 kg/m
Planta baja:	25 x 30	= 187.5 kg/m
	25 x 50	= 312.5 kg/m
Primer piso:	25 x 30	= 187.5 kg/m
	25 x 50	= 312.5 kg/m
Segundo piso:	20 x 30	= 150 kg/m
	20 x 30	= 150 kg/m

Tabla 3.18 Datos geométrico de las vigas del pórtico en estudio.

⁽¹⁾ Verse: “Acciones en la Edificación (NORMA MV 101-1962)”.

Losa alivianada.- Las cargas consideradas para la losa unidireccional son las que a continuación se mencionan:

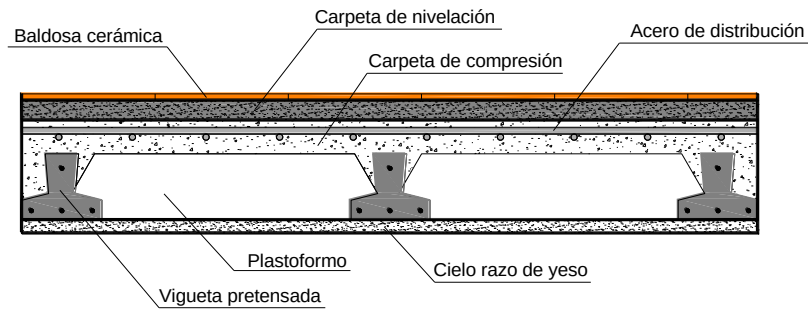


Figura 3.34 Corte transversal del forjado de la viguetas.

La carga muerta calculada a continuación corresponde a los acabados considerados sobre la losa alivianada.

Peso de la baldosa cerámica:

$e = 1 \text{ cm}$ Espesor de la baldosa cerámica.

$\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$ Peso específico de la baldosa cerámica.

$$P_{\text{Baldosa ceramica por m}^2} = \gamma * e = 18,00 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Peso de revestimiento por cm de espesor:

- Revestimiento de yeso 12 kg/m^2 .
- El mortero de cemento y arena puede ser cuantificado como $= 2100 \text{ kg/m}^3$.

Por lo tanto el peso de la carga en el forjado debido a la obra fina es:

$$P = P_{\text{Baldosa c.}} + P_{\text{R.Yeso}} + 2\text{cm} * P_{\text{R.Mortero}} = 18,00 + 12 + 0.02 * 2100$$

$$P_{\text{Carga por entrepiso}} = 72,00 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

La carga muerta correspondiente al forjado de viguetas es calculada por el programa CYPECAD, con las siguientes características:

FORJADO DE VIGUETAS DE HORMIGÓN PRETENSADO

Canto de bovedilla: 15 cm

Espesor capa compresión: 5 cm

Intereje: 50 cm

Bovedilla: Polietileno

Ancho del nervio: 12 cm

Volumen de hormigón: 0.098 m³/m²

Peso propio del forjado de viguetas pretensadas: 250 kg/m²

Muro de ladrillo.- Se considera las siguientes características para el muro de ladrillo:

Características geométricas: (12x18x24) de 6 huecos.

Peso: 3.7 kg / pza

Espesor del muro: $e = 12 \text{ cm}$

Junta Vertical: 1 cm

Junta horizontal: 2 cm

Dosificación: 1:6

Numero de ladrillos:

Horizontalmente: 3.7 pza / ml

Verticalmente: 4.76 pza / ml

Rendimiento: 18.00 pza / m²

Altura del muro de ladrillo: 3 m

Con las anteriores especificaciones se determina la carga por metro lineal de muro, dando como resultado lo siguiente:

$$P_{\text{Muro por cada ml}} = 423,00 \text{ kg/ml}$$

Transmisión de cargas de la estructura metálica a la estructura de hormigón armado:

Para transmitir la carga de la estructura metálica a la estructura aporticada, se tomará la reacción más desfavorable de la cercha, actuando esta como una carga puntual sobre la estructura aporticada, esta se obtendrá de la hipótesis de carga considerada para el hormigón armado:

$$\text{Hipotesis I: } 1,6 * G + 1,6 * Q$$

Este resultado se lo obtiene del programa RAM Advanse, dando lo siguiente:

Cercha Tipo 1:

$$\text{Nudo 234} = \text{Nudo 266}$$

$$R_{vd} = 6594.59 \text{ kg}$$

Cercha Tipo 2:

$$\text{Nudo 279:}$$

$$R_{vd} = 8201.41 \text{ kg}$$

$$\text{Nudo 266:}$$

$$R_{vd} = 5040.25 \text{ kg}$$

b) Acciones variables.- Se tomaran en consideración los siguientes valores:

	Edificios docentes	Sobrecarga Kg/m ²
1	Aulas, despachos y comedores	300
2	Escaleras y accesos	400

Acción del viento.- Velocidad del viento: $V = 45,00 \text{ nudos} = 83,33 \text{ Km/hr} = 23,15 \text{ m/s}$

$$P = \frac{v^2}{16} = 33,5 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Sobrecarga de viento:

$$W = C * P$$

Superficie a remanso:

$$\text{Lado Barlovento: } C_1 = 0.8$$

$$\text{Lado Sotavento: } C_2 = -0.4$$

Por lo tanto la sobrecarga es:

$$W_{Barloventa} = 26.80 \frac{Kg}{m^2} \quad W_{Sotavento} = -13.4 \frac{Kg}{m^2}$$

Lo anterior queda de la siguiente manera en el programa CYPECAD:

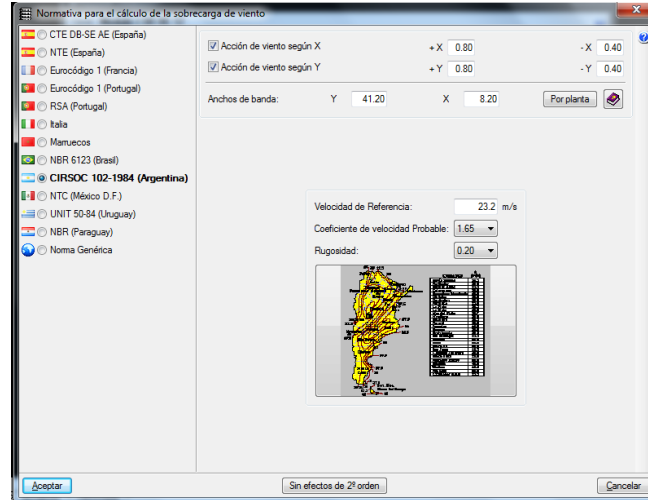


Figura 3.35 Consideración de la sobrecarga de viento por el programa CYPECAD.

Hipótesis de cargas consideradas para la estructura aporticada.- Las hipótesis de carga que se usaran para la estructura aporticada son las siguientes:

$$\text{Hipotesis I:} \quad \gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} * Q$$

$$\text{Hipotesis II:} \quad 0.9(\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} Q) + 0.9 * \gamma_{fq} * W$$

$$\text{Hipotesis III:} \quad 0.8(\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$$

Análisis de la estructura aporticada.- El proceso de análisis para una estructura tridimensional puede hacerse bajo las mismas consideraciones que para una estructura en dos dimensiones, sin embargo, las consideraciones para tres dimensiones involucran alteraciones en los términos de las matrices de rigidez y la matriz de transformación.

En una barra en tres dimensiones, unida rígidamente, cada extremo tiene seis grados de libertad; tres desplazamientos lineales y tres rotaciones.

Por lo que, se nota claramente que el planteamiento y resolución de un gran número de elementos estructurales, lo que representa un gran número de ecuaciones, resulta engorroso por la dificultad y superabundancia de la estructura.

De lo anterior se hace necesario el uso de programas estructurales para determinar las fuerzas y desplazamientos de toda la estructura en conjunto.

Sin embargo, a continuación se presentan algunas consideraciones de cómo se transmiten las cargas sobre los diferentes elementos estructurales, y con la finalidad de poder representarlas gráficamente, se seleccionará un pórtico en el plano, de este modo, se da lugar a futuras verificaciones de la estructura.

Se selecciono el Pórtico N°3, como objeto de estudio.

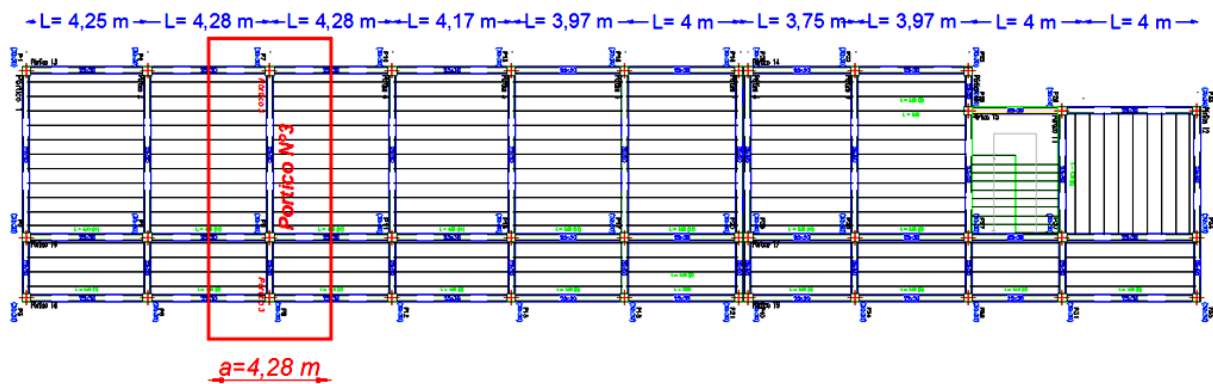


Figura 3.36 Vista en planta de la estructura aporticada.

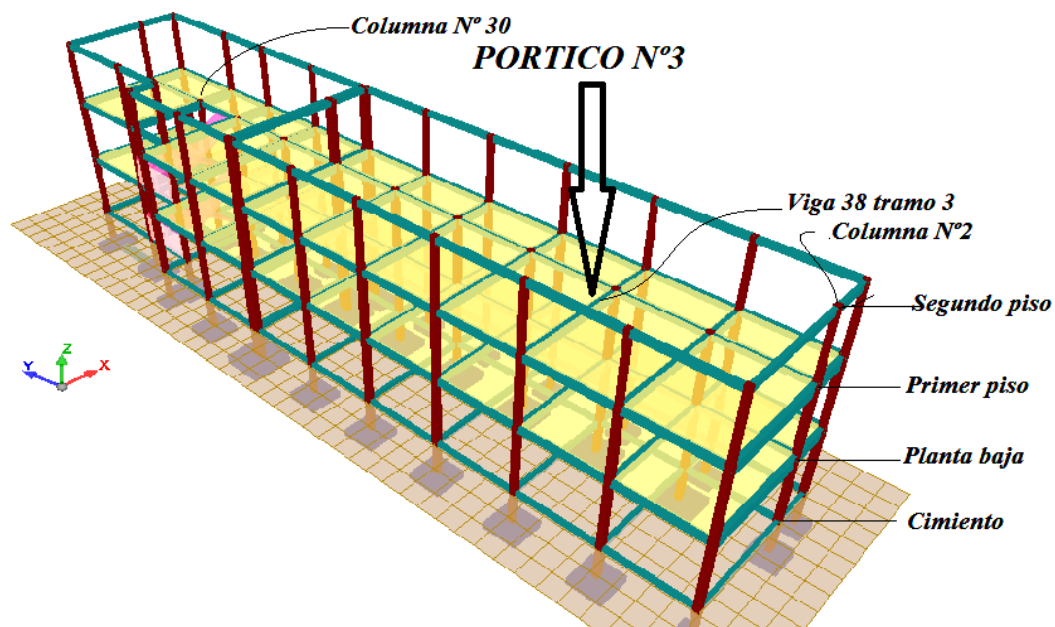


Figura 3.37 Vista 3D de la estructura aporticada.

Carga actuantes sobre el Pórtico N°3.- El área tributaria considerada para el pórtico es el que se muestra en la Figura 3.36, sección remarcada con un recuadro. Para que las cargas queden expresadas en unidades de kilogramos por metro línea se las debe multiplicar por la separación entre pórticos, que para la misma se considera una separación de 4,28 m.

Se presenta un resumen de todas las cargas actuantes sobre la estructura aporticada:

- Peso propio de los diferentes elementos de la estructura aporticada: Vigas y columnas (Tabla 3.17 y 3.18).
- Peso del muro de ladrillo: $P_{Muro} = 423,00 \text{ kg/ml}$
- Peso propio de la losa alivianada: $P_{vigüeta} = 250,00 * 4,28 = 1070,00 \text{ kg/m}$
- Peso considerado por el entrepiso: $P_{Entrepiso} = 72,00 * 4,28 = 308,16 \text{ kg/m}$
- Las cargas que transmiten las cerchas metálicas sobre la estructura aporticada:

$$\text{Cercha Tipo 1: } R_{v \text{ C1}} = 6594.59 \text{ kg}$$

- Sobrecarga de uso:

$$\text{Aulas: } SC_{Aulas} = 300 * 4,28 = 1284,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Pasillos: } SC_{Pasillos} = 400 * 4,28 = 1712,00 \text{ kg/m}$$

- Sobrecarga de viento:

$$W_{Barlovento} = 26.80 * 4,28 = 114,704 \text{ kg/m}$$

$$W_{Sotavento} = -13.4 * 4,28 = 57,352 \text{ kg/m}$$

Estas cargas características pueden quedar representadas gráficamente como se muestra en la Figura 3.38.

Donde:

SCT: Sobrecarga viva total.

CM: Carga muerta.

PP(v): Peso propio de las vigas.

W: Sobrecarga de viento.

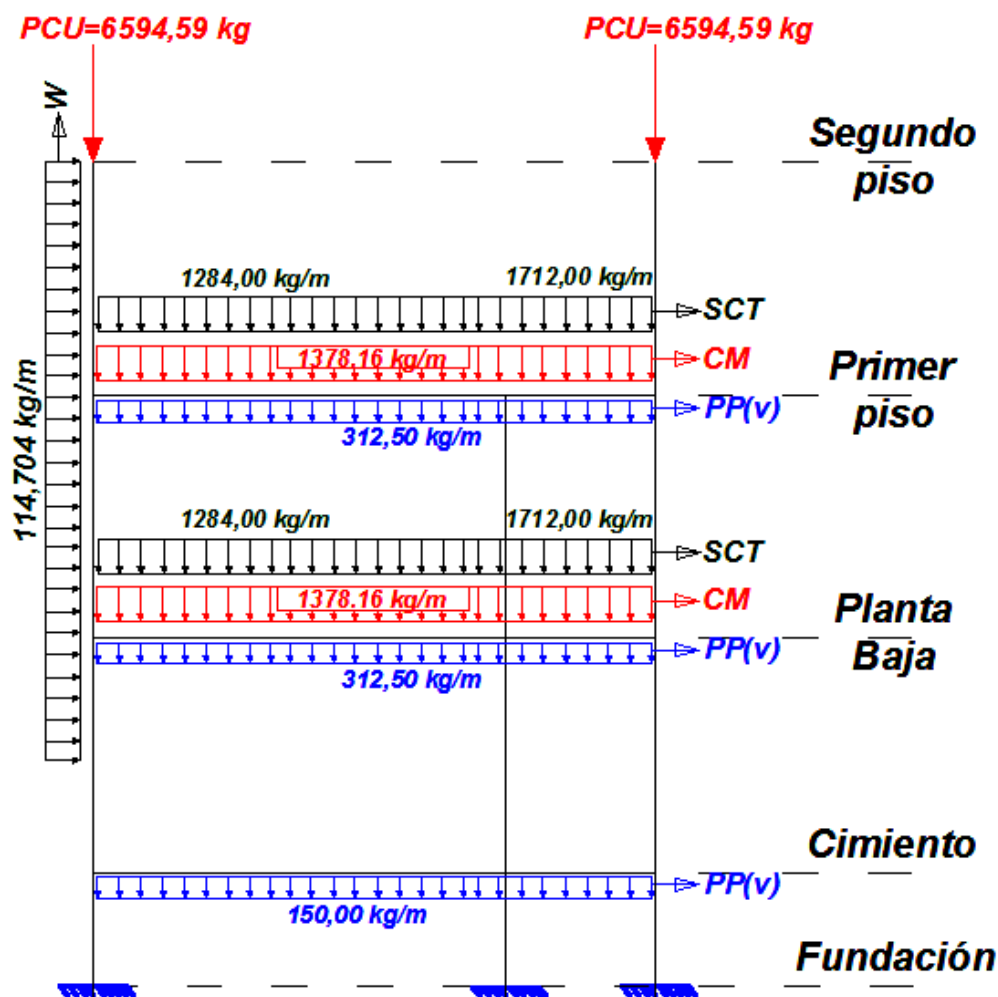


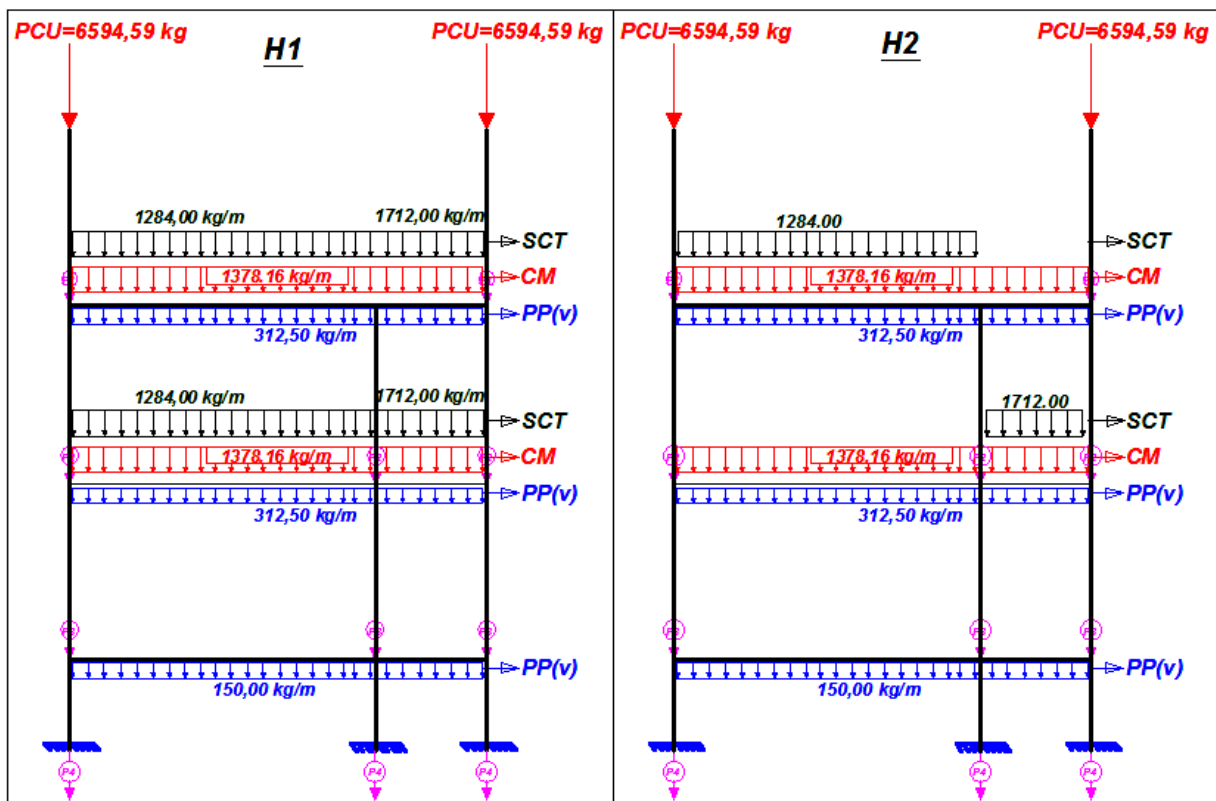
Figura 3.38 Esquema de todas las cargas consideradas sobre la estructura.

Con referencia de lo expuesto en el Apartado 2.5.8 del presente proyecto, se propone las siguientes consideraciones sobre las hipótesis de cargas que pueden actuar sobre la estructura aporticada:

- En todas las hipótesis de cargas, se hace actuar la carga permanente, como por ejemplo, el peso transmitido por la cercha metálica, el peso propio de los elementos de H°A° ó cargas muertas.
- En la hipótesis H1, se consideran a todas las cargas actuantes sobre el pórtico, excepto las de viento, con esta hipótesis se determinan los máximos momentos flectores negativos.

- En las hipótesis H2 y H3, estas se las considera iguales al de la H1, con la variante de que en estas se hace variar la sobrecarga, pudiendo o no estar entre un vano y otro, con estas hipótesis se determina el máximo momento flector positivo.
- En las hipótesis H4, H5 y H6, se toman las mismas consideraciones que en las hipótesis anteriores, pero en estas se considera la acción del viento, lado barlovento, porque se lo considera el más desfavorable sobre la estructura.

Todas las consideraciones antes expuestas, sobre las hipótesis de carga, se las puede representar gráficamente como se muestra a continuación:



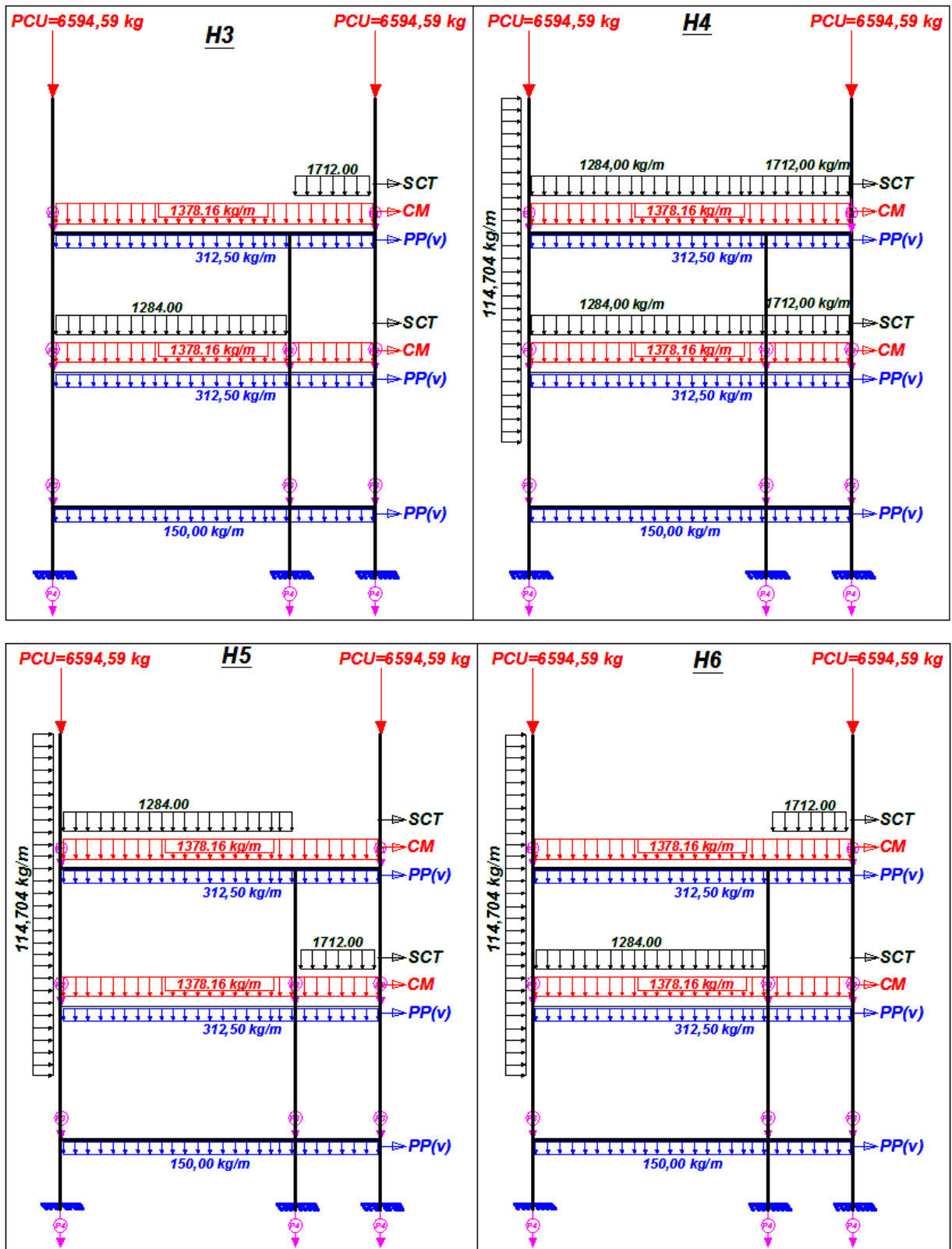


Figura 3.39 Hipótesis de cargas consideradas sobre la estructura.

El diseño estructural de la estructura aporticada se lo realizó con el programa CYPECAD, del mismo que se obtuvo los siguientes resultados para el pórtico considerado anteriormente:

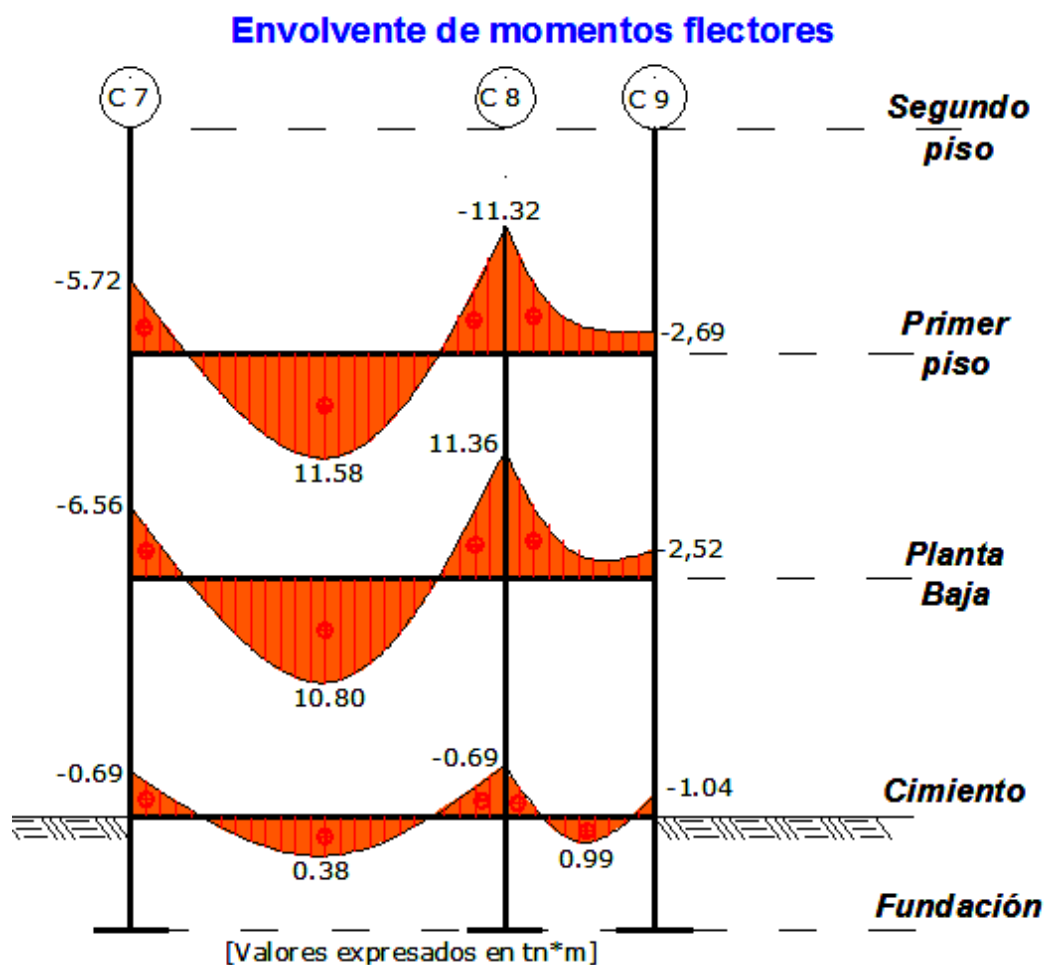


Figura 3.40 Diagrama de momentos flectores.

Envolvente de fuerzas cortantes

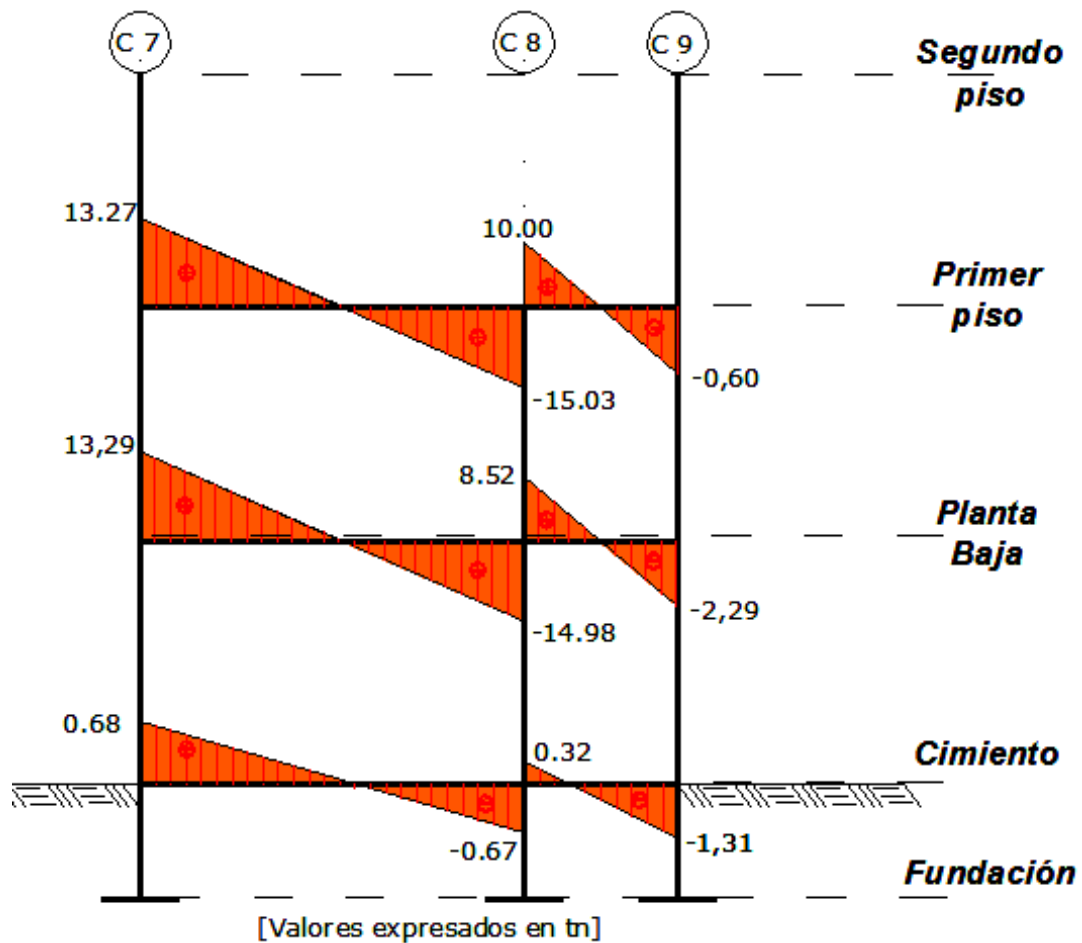
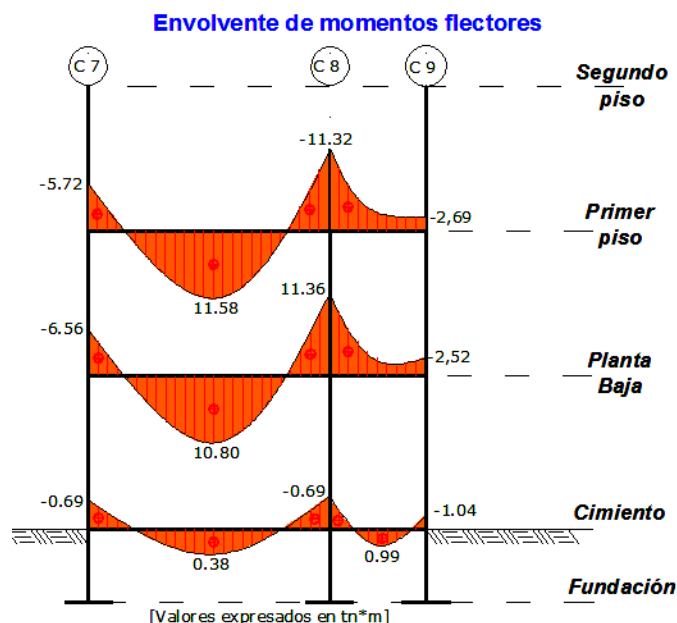


Figura 3.41 Diagrama de esfuerzos cortantes.

3.7.2 Verificación de los elementos de la estructura aporticada.- Se realizará la comprobación de los siguientes elementos estructurales:

- Verificación de una viga.
- Verificación de una columna
- Verificación de una zapatas Aislada.
- Verificación de la viga de riostre.
- Verificación de la escalera.
- Verificación de la losa alivianada.

3.7.2.1 Verificación del diseño estructural de la viga.- Para su verificación se selecciona el elemento más solicitado, se selecciona el pórtico N° 3 de la estructura, el mismo que se idealiza de la siguiente manera:



Por lo tanto para la verificación de la viga se selecciona la del Primer piso, correspondiente a las columnas C7 y C8, la misma que tiene los siguientes datos generales:

$$f_{ck} = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1,50$$

$$f_{yk} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$b_w = 25 \text{ cm}$$

$$d_2 = r = 2 \text{ cm}$$

Recubrimiento superior e inferior de la armadura.

$$d = 48,00 \text{ cm}$$

Canto útil de la sección.

$$f_{cd} = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

Resistencia de cálculo del hormigón.

$$f_{yd} = 3652,174 \text{ Kg/cm}^2$$

Resistencia de cálculo del acero (tracción o compresión).

$$\mu_{lim} = 0,252$$

Momento reducido límite.

$$\omega_{min} = 0,0033$$

Cuantía geométrica mínima en tanto por mil, referida a la sección total de hormigón.

VERIFICACIÓN EN ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (ELU)

a) Verificación de la armadura longitudinal positiva.- Se selecciona la viga del primer piso, correspondiente a las columnas C7 y C8.

Momento máximo positivo, ponderado:

$$M_d = 1158000,00 \text{ kg} * \text{cm}$$

El momento reducido de cálculo es:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 * b_w * f_{cd}} = 0,144$$

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ El momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, por lo tanto la pieza no necesita armadura de compresión.

Para determinar la armadura en tracción se entra con $\mu_d = 0,144$ en la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene $\omega_s = 0,159$, por lo tanto la armadura necesaria es:

$$A_s = \frac{\omega_s * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = 7,315 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima ($A_{s \min}$):

$$A_{s \min} = \omega_{\min} * b_w * h = 4,125 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \min}$ entonces el área de calculo será:

$$A_s = 7,315 \text{ cm}^2$$

Para determinar el numero de barras se considerará el siguiente diametro: $\emptyset = 16 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \phi 16} = 2,01 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 16}} = 4 \text{ barras}$$

$$A_{s \phi 16} = 4 * 2,01 \text{ cm}^2 = 8,04 \text{ cm}^2$$

Donde:

$$8,04 \text{ cm}^2 > 7,315 \text{ cm}^2 \quad \textbf{Satisfactorio.}$$

Por lo tanto se utilizara: 4 $\emptyset$ 16 mm

Separación libre entre armaduras principales: Se adoptará un diámetro para el estribo de $\phi_{est} = 0,8 \text{ cm}$:

$$s = \frac{b_w - N^{\circ} \text{ de barras} * \emptyset - 2 * r}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1} = 4,333 \text{ cm}$$

La cuantía de acero empleado para el elemento será:

Usar: 4 $\emptyset$ 16 mm, con separaciones entre barras de 4,333 cm

b) Verificación de armadura negativa, lado izquierdo.- Apoyada sobre Columna N°7.

$$M_d = 572000,00 \text{ kg} * \text{cm}$$

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 * b_w * f_{cd}} = 0,071$$

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ El momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, por lo tanto la pieza no necesita armadura de compresión.

Para determinar la armadura en tracción se entra con $\mu_d = 0,071$ en la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene $\omega_s = 0,075$, y la armadura necesaria será:

$$A_s = \frac{\omega_s * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = 3,447 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima: (A_s):

$$A_{s \min} = \omega_{\min} * b_w * d = 4,125 \text{ cm}^2$$

Como: $A_{s \min} > A_s$ entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 4,125 \text{ cm}^2$$

Para determinar el numero de barras se considerarán los siguientes diámetros: $\emptyset = 10 \text{ mm}$ y $\emptyset = 16 \text{ mm}$ con areas de: $A_{s \phi 10} = 0,785 \text{ cm}^2$ y $A_{s \phi 16} = 2,01 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = 2 \phi 16 + 1 \phi 10$$

$$A_{s \phi 16} = 2 * 2,01 \text{ cm}^2 = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \phi 10} = 1 * 0,785 \text{ cm}^2 = 0,785 \text{ cm}^2$$

Con un area total de cálculo de:

$$A_s = 4,805 \text{ cm}^2$$

Donde:

$$4,805 \text{ cm}^2 > 4,125 \text{ cm}^2 \quad \textbf{Satisfactorio.}$$

Por lo tanto se utilizara: $2 \phi 16 + 1 \phi 10$

Separación libre entre armaduras principales: Se adoptará un diámetro mínimo para el estribo de $\phi_{est} = 0,8 \text{ cm}$.

$$s = \frac{b_w - N^{\circ} \text{ de barras} * \phi - 2 * r}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1} = 7,60 \text{ cm}$$

Usar: 2 ϕ 16 + 1 ϕ 10, con separaciones entre barras de 7,6 cm

c) Verificación de armadura negativa, lado derecho.- Apoyada sobre la columna N°8.

$$M_d = 1132000,00 \text{ kg} * \text{cm}$$

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 * b_w * f_{cd}} = 0,143$$

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ El momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, por lo tanto la pieza no necesita armadura de compresión.

Para determinar la armadura en tracción se entra con $\mu_d = 0,143$ en la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene $\omega_s = 0,155$ y la armadura necesaria será:

$$A_s = \frac{\omega_s * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = 7,052 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima: $A_{s \min}$

$$A_{s \min} = \omega_{\min} * b_w * h = 4,125 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \min}$ entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 7,052 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará un diámetro de $\emptyset = 16 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \phi 16} = 2,01 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 16}} = 4 \text{ barras}$$

Con un área total de:

$$A_s = 4 * 2,01 \text{ cm}^2 = 8,040 \text{ cm}^2$$

Donde:

$$8,040 \text{ cm}^2 > 7,052 \text{ cm}^2 \quad \text{Satisfactorio.}$$

Por lo tanto se utilizara: 4 $\emptyset$ 16 mm

Separación libre entre armaduras principales: Se adoptará un diámetro mínimo para el estribo de $\phi_{est} = 0,8 \text{ cm}$.

$$s = \frac{b_w - N^{\circ} \text{ de barras} * \emptyset - 2 * r}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1} = 4,333 \text{ cm}$$

Usar: 4 $\emptyset$ 16 mm, con separaciones entre barras de 4,333 cm

Verificación de la separación libre entre armaduras principales.- Como la separación mínima entre armaduras principales calculada es de 4,333 cm, se verificará si esta cumple con las exigencias de la norma, la misma que indica lo siguiente:

- 1) Los áridos más gruesos tendrán valores inferiores a:⁽¹⁾

$$l = \frac{5}{6} \text{ de la distancia horizontal libre entre armaduras independientes}$$

$$l = \frac{5}{6} * S = 3,61 \text{ cm}$$

⁽¹⁾ Véase: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Capítulo 2.2.2.

El tamaño máximo del árido considerado en vigas es de 1 pulgada (2,54 cm). (*)

De donde:

$$3,61 \text{ cm} > 2,54 \text{ cm} \quad \text{Siendo esto satisfactorio.}$$

2) La distancia horizontal libre entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que el mayor de los valores siguientes:²⁽¹⁾

- 2 cm
- El diámetro de la barra más gruesa. $\rightarrow S = 16 \text{ mm}$
- 1.2 veces el tamaño del árido. $\rightarrow S = 3,048 \text{ cm}$

3) La compactación del elemento se lo realizara con vibrador de diámetro igual a 1,50 in ó 3,81 cm.

De lo anterior se tiene que la separación libre mínima entre armaduras principales es:

$$S = 3,81 \text{ cm}$$

Donde:

$$4,333 \text{ cm} > 3,81 \text{ cm} \quad \text{Siendo esto satisfactorio.}$$

(*) Según información proporcionada por la constructora “Erika srl”, las gravas usadas en el hormigonado de vigas son chancadas en tamaños de 3/4 in y 3/8 in.

²⁽¹⁾ Véase: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Capítulo 12.4.1

d) Verificación de la armadura transversal para la sección apoyada sobre la C8, lado derecho de la viga.

$$V_d = 15030,00 \text{ Kg}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$b_w = 25 \text{ cm}$$

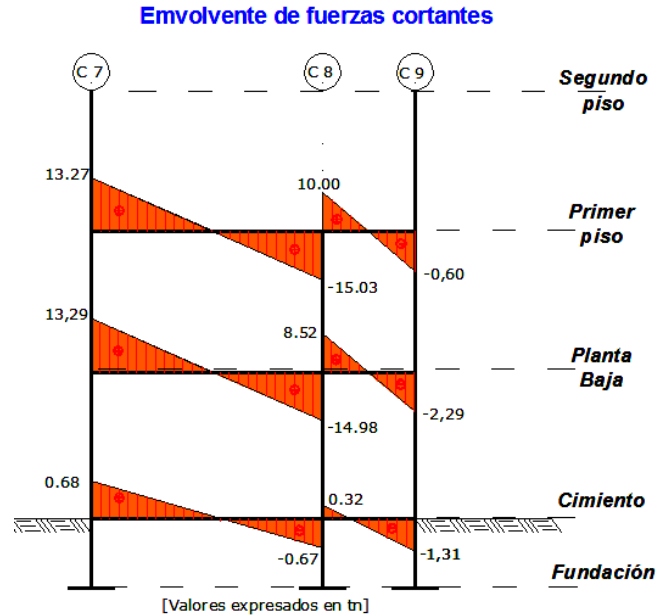
$$r = 2 \text{ cm}$$

$$d = 47,60 \text{ cm}$$

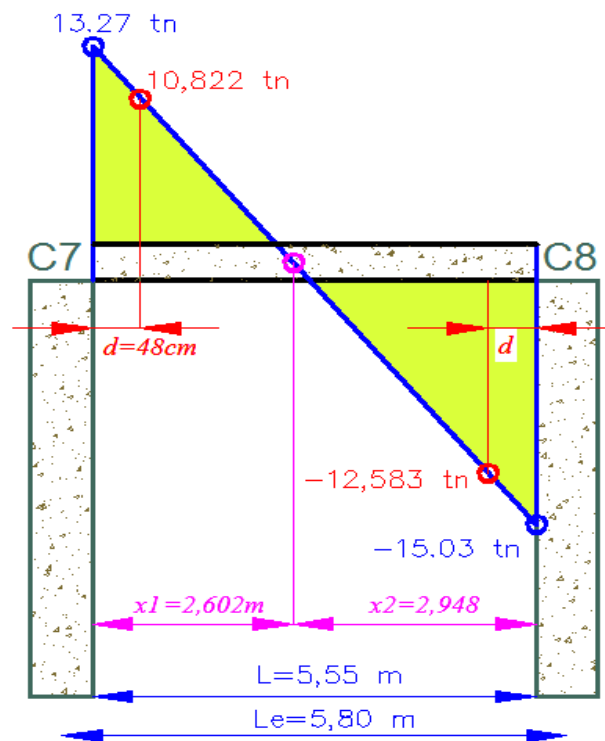
$$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652,174 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_f = 1,6$$



Fuerzas cortantes presentes en el elemento, sobre la cara del apoyo y a una distancia igual al canto útil:



Representación gráfica de los esfuerzos de corte presentes en la viga de H°A°.

Los valores del gráfico anterior se los demuestran de la siguiente manera:

Si:

$$\begin{aligned}x_1 = 0 & \rightarrow V_1 = 13,27 \text{ tn} \\x_2 = ? & \rightarrow V_2 = 0,00 \text{ tn} \\x_3 = 5,55 & \rightarrow V_3 = -15,03 \text{ tn}\end{aligned}$$

Interpolando se obtiene que $x_2 = ?$:

$$\begin{aligned}\frac{x_1 - x_3}{x_2 - x_3} &= \frac{V_1 - V_3}{V_2 - V_3} & x_2 &= \frac{(x_1 - x_3) * (V_2 - V_3)}{(V_1 - V_3)} + x_3 \\x_2 &= \frac{(0 - 5,55) * (0,00 - (-15,03))}{(13,27 - (-15,03))} + 5,55 = 2,602 \text{ m}\end{aligned}$$

La longitud restante es:

$$x_4 = 5,55 - 2,602 \text{ m} = 2,948 \text{ m}$$

Por lo tanto el cortante a una distancia igual al canto útil de cada apoyo es:

I. A partir de la columna C7:

$$\begin{aligned}x_2 = 2,602 & \rightarrow V_1 = 13,27 \text{ tn} \\x_5 = 2,602 - 0,48 = 2,122 \text{ m} & \rightarrow V_5 = ? \\ \frac{V_1}{x_2} &= \frac{V_5}{x_5} & V_5 &= \frac{V_1}{x_2} * x_5 \\V_5 &= \frac{13,27}{2,602} * 2,122 = 10,822 \text{ tn}\end{aligned}$$

II. A partir de la columna C8:

$$\begin{aligned}x_4 = 2,948 & \rightarrow V_3 = -15,03 \text{ tn} \\x_6 = 2,948 - 0,48 = 2,468 \text{ m} & \rightarrow V_6 = ? \\ \frac{V_3}{x_4} &= \frac{V_6}{x_6} & V_6 &= \frac{V_3}{x_4} * x_6 \\V_6 &= \frac{15,03}{2,948} * 2,468 = 12,583 \text{ tn}\end{aligned}$$

El estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante puede alcanzarse ya sea por agotarse la resistencia a compresión oblicua del alma o por agotarse su resistencia a tracción oblicua. En consecuencia es necesario comprobar que se cumple simultáneamente.

$$V_{rd} < V_{u1} \quad V_{rd} < V_{u2}$$

V_{u1} : Cortante ultimo por compresión oblicua del alma.

V_{u2} : Cortante de agotamiento por tracción del alma.

V_{rd} : Cortante reducido de cálculo.

$$V_{rd} = V_d + V_{cd}$$

$V_d = 15030,00 \text{ Kg}$: Valor de cálculo del esfuerzo cortante, producido por las acciones exteriores.

$V_{cd} = \text{No corresponde}$: Valor de cálculo de la componente paralela a la sección, de la resultante de tensiones normales, tanto de compresión como de tracción, sobre las fibras longitudinales de hormigón, en piezas de sección variable.

$$V_{rd} = V_d = 15030,00 \text{ Kg}$$

Agotamiento por compresión oblicua del alma (V_{u1}).- El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del hormigón del alma se deduce de la siguiente expresión:

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * (1 + \cotg \alpha) * b_w * d \geq 0,45 * f_{cd} * b_w * d$$

Donde:

$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia a compresión de cálculo del hormigón.

$b_w = 25 \text{ cm}$ Ancho de la sección.

$d = 48,00 \text{ cm}$ Canto útil.

$\alpha = 90^\circ$ Angulo de la armadura transversal con respecto al eje de la pieza.

Esta se la comprueba en una sección situada sobre el borde del apoyo.

Reemplazando y realizando operaciones se obtiene que el cortante último por agotamiento de las bielas resultar ser:

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d$$

$$V_{u1} = 0,30 * 140 * 25 * 48 = 50400,00 \text{ kg}$$

Donde:

$$V_{u1} > V_d \rightarrow 50400,00 > 15030,00 \text{ Satisfactorio.}$$

Cortante de agotamiento por tracción del alma (V_{u2}).- En regiones fisuradas a flexión, basta con realizar una sola comprobación a cortante: la del agotamiento por tracción del alma y vale:

$$V_{u2} = V_{cu} = f_{cv} * b_w * d$$

La comprobación correspondiente a V_{u2} se efectúa para una sección situada a una distancia de un canto útil del borde del apoyo directo. La armadura correspondiente se lleva hasta el apoyo.

Siendo f_{cv} la resistencia virtual al cortante del hormigón, dada por la expresión: (*)

$$f_{vc} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}} = 0,50 * \sqrt{140} = 5,916 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto:

$$V_{u2} = V_{cu} = f_{cv} * b_w * d = 5,916 * 25 * 48 = 7099,30 \text{ kg}$$

Donde:

$$V_{cu} > V_d \rightarrow 7099,30 > 12583,00 \text{ No cumple.}$$

No cumple, por lo qué, deberá disponerse de armadura transversal a cortante y la comprobación se hará de acuerdo con lo que se indica a continuación.

Agotamiento de piezas con armadura de cortante (V_d).- El esfuerzo cortante último de vigas y otras piezas con armadura transversal es:

$$V_d = V_{cu} + V_{su}$$

En donde el primer termino del segundo miembro es la contribución del hormigón y el segundo la de las armaduras transversales.

Por lo tanto:

$$V_{su} = V_d - V_{cu}$$

a) Para el cortante correspondiente a la columna C8, se tiene qué:

$V_{d1} = 12583 \text{ kg}$ Cortante situado a una distancia de un canto útil del borde del apoyo.

$V_{cu} = 7099,30 \text{ kg}$ Cortante absorbido por el hormigón.

(*) Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado (EH-91). Apartado 39.1.3.2.2.

V_{su} : Cortante absorbido por las armaduras transversales.

$$V_{su} = 12583 - 7099,30 = 5483,70 \text{ kg}$$

Como contribución de las armaduras transversales (V_{su}) debe tomarse:

$$V_{su} = z * \operatorname{sen} \alpha * (\cos \beta + \operatorname{sen} \alpha) * \sum A_{\alpha} * f_{y\alpha,d}$$

$z = 0,90 * d$ Brazo mecánico.

Donde $\alpha = 90^\circ$ y $\beta = 45^\circ$, los estribos están separados entre sí a una distancia de s_t , el área total en un mismo plano de estribos A_t , por lo tanto lo anterior queda:

$$V_{su} = \frac{0,90 * d * A_{st} * f_{yd}}{s}$$

Se adopta, para el estribo, un diámetro de $\phi = 8 \text{ mm}$ con un área de $A = 0,50 \text{ cm}^2$ y de la ecuación propuesta para determinar V_{su} se despeja la separación entre planos de estribos s_t :

$$s = \frac{0,90 * d * f_{yd} * A_{st}}{V_{su}} = \frac{0,90 * 48 * 3652,17 * 0,50 * 2}{5483,70}$$

$$s = 28,771 \text{ cm}$$

Por lo tanto se adoptará una separación entre planos de estribos s_t de:

$$s_t = 25,00 \text{ cm}$$

$$V_{su} = \frac{0,90 * 48 * 0,5 * 2 * 3652,17}{25} = 6310,957 \text{ kg}$$

De este modo se logra absorber un 106,57% de V_{d1} .

b) Para el cortante correspondiente a la columna C7, se tiene qué:

$V_{d2} = 10822 \text{ kg}$ Cortante situado a una distancia de un canto útil del borde del apoyo.

$V_{cu} = 7099,30 \text{ kg}$ Cortante absorbido por el hormigón.

V_{su} : Cortante absorbido por las armaduras transversales.

$$V_{su} = 10822 - 7099,30 = 3722,704 \text{ kg}$$

Como contribución de las armaduras transversales (V_{su}).- Se adopta, para el estribo, un diámetro de $\phi = 8 \text{ mm}$ con un área de $A = 0,50 \text{ cm}^2$ y de la ecuación propuesta para determinar V_{su} se despeja la separación entre planos de estribos s_t :

$$V_{su} = \frac{0,90 * d * A_{st} * f_y d}{s}$$

$$s = \frac{0,90 * d * f_y d * A_{st}}{V_{su}} = \frac{0,90 * 48 * 3652,17 * 0,50 * 2}{3722,704}$$

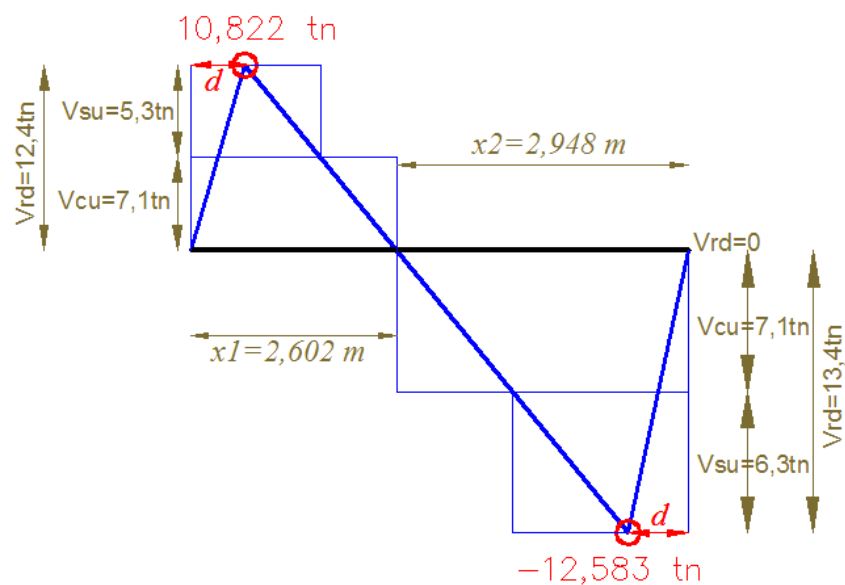
$$s = 42,382 \text{ cm}$$

Por lo tanto se adoptará una separación entre planos de estribos s_t de:

$$s_t = 30,00 \text{ cm}$$

$$V_{su} = \frac{0,90 * 48 * 0,5 * 2 * 3652,17}{30} = 5259,130 \text{ kg}$$

De este modo se logra absorber un 114,20% V_{d2} .



Resultados del cortante en la viga de HºAº.

c) Verificación de la armadura transversal, para la zona central de la viga.- Como la carga del elemento va desplazándose hacia los apoyos, de tal forma que, a medida que se aproxima al apoyo, los estribos llevan más carga acumulada, en concordancia con la ley de esfuerzos cortantes en dirección de los apoyos. Por lo tanto, según la normativa solo se dispondrá de una cuantía mínima de armadura transversal, la misma que deberá cumplir la siguiente relación:

$$\frac{A_{st\ min} * f_{yd}}{\text{Sen } \alpha} \geq 0,02 * f_{cd} * b_w$$

Donde:

$$\alpha = 90^\circ \quad \text{Por lo que; } \text{Sen } 90 = 1$$

$$f_{yd} = 3652,174 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = 140,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_w = 25 \text{ cm}$$

$$A_{st\ min} = 0,02 * b_w * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 * 25 * \frac{140,00}{3652,174} = 0,0192 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{st\ min} = 100 * 0,0192 = 1,92 \text{ cm}^2$$

Si se disponen de estribos de $\phi = 8 \text{ mm}$ con un área de $A_{\phi 8} = 0,50 \text{ cm}^2$, y una separación máxima entre planos de estribos de $s_t = 30 \text{ cm}$, entonces se tiene que:

$$A = \frac{100}{s_t} * A_{\phi 8} * 2 = \frac{100}{30} * 0,50 * 2 = 3,333 \text{ cm}^2$$

Cumpléndose que:

$$A \geq A_{st\ min}$$

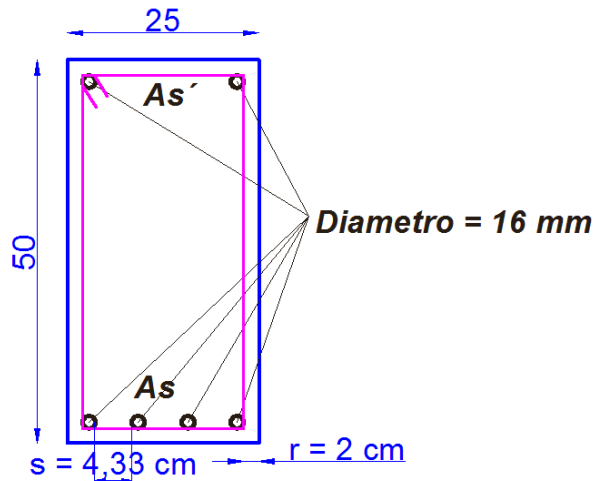
$$3,333 \geq 1,92 \quad \text{Satisfactorio.}$$

VERIFICACIÓN EN ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO (ELS)

a) Verificación del Estado Límite de Fisuración:

Datos generales:

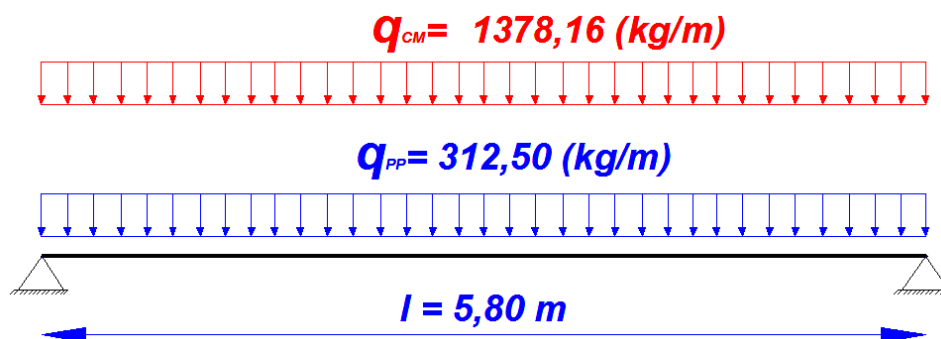
$h = 50 \text{ cm}$	Altura de la viga.
$b_w = 25 \text{ cm}$	Base de la viga.
$r = 2 \text{ cm}$	Recubrimiento de la armadura.
$\phi_{estribo} = 8 \text{ mm}$	Diámetro del estribo.
$d = 47,60 \text{ cm}$	Canto útil.
$L = 580 \text{ cm}$	Luz de la viga.
$E_s = 21000 \text{ kg/mm}^2$	Modulo de deformación del acero.
$q_{CM} = 1712,00 \text{ kg/m}$	Carga muerta considerada sobre el elemento.
$q_{PP} = 312,50 \text{ kg/m}$	Peso propio del elemento.



$$A_s = \left(\frac{\pi}{4} * \phi^2\right) * N^{\circ}barras = \left(\frac{\pi}{4} * 16^2\right) * 4 = 804,248 \text{ mm}^2 \text{ Traccion}$$

$$A_s' = \left(\frac{\pi}{4} * \phi^2\right) * N^{\circ}barras = \left(\frac{\pi}{4} * 16^2\right) * 2 = 402,124 \text{ mm}^2 \text{ Compresion}$$

Desarrollo.- Se debe trabajar con las cargas sin ponderar, los mismos que se muestran a continuación:



Se considerará que la viga esta simplemente apoyada, por lo tanto el momento máximo positivo, sin ponderar es:

$$M_k = \frac{(q_{PP} + q_{CM}) * l^2}{8} = 7109,225 \text{ kg} * \text{m}$$

M_k : Momento para el que se realiza la comprobación del Estado Límite de Fisuración, que no es más que el valor de cálculo en la sección que nos interesa verificar.

Ya se sabe que en estructuras de hormigón armado suele ser inevitable la aparición de fisuras, que no suponen inconvenientes para su normal utilización, siempre que se limite su abertura máxima a valores compatibles con las exigencias de durabilidad, funcionalidad, estanqueidad y apariencia. La clave de la verificación es entonces mantener la abertura de fisura (de trabajo) por debajo de valores máximos dados en función del tipo de ambiente (agresividad del ambiente). Así la Norma CBH-87 recomienda:

Condiciones del ambiente	Sensibilidad de las armaduras a la corrosión	
	Muy sensible	Poco sensible
No severas	$\leq w_2$	$\leq w_3$
Moderadamente severas	$\leq w_1$	$\leq w_2$
Severas	$\leq w_1$	$\leq w_2$ ó $\leq w_1$

Los valores recomendados para w_{max} son:

$$w_1 = 0.1\text{mm}$$

$$w_2 = 0.2\text{mm}$$

$$w_3 = 0.4\text{mm}$$

Que para el presente proyecto se tomará un valor de:

$$W_{max} = 0,2 \text{ mm}$$

La comprobación general del estado Límite de Figuración por tracción consiste en satisfacer la siguiente inecuación:

$$W_k \leq W_{max}$$

Donde:

W_k : Abertura característica de la fisura.

W_{max} : Abertura máxima de la fisura.

El método general de cálculo de la abertura de la fisura consiste en encontrar el valor de la abertura característica (W_k) y verificar que sea menor que el valor de la abertura máxima.

Se define:

$$W_k = \beta * S_m * \varepsilon_{sm}$$

Donde:

β : Coeficiente que relaciona la abertura media de la fisura con el valor característico y vale 1,7, se está del lado de la seguridad.

S_m : Separación media entre fisuras, expresado en mm.

Se define:

$$S_m = 2 * c + 0,2 * s + 0,4 * K_1 * \frac{\phi * A_{c,eficaz}}{A_s}$$

Con:

$c = 20 \text{ mm}$: Recubrimiento de la armadura (r)

$s = 51,333 \text{ mm}$: Distancia entre barras longitudinales. $s = s_t + \phi_{estribo}/2$

$K_1 = 125$: Coeficiente que representa la influencia del diagrama de tensiones en la sección, de valor: $K_1 = 0,125$ (en flexión).

$A_{c,eficaz}$: Área de hormigón que envuelve a las armaduras de tracción, que influye de forma efectiva sobre el área de fisuración. Área donde se puede producir la fisura máxima.

A_s : Sección total de las armaduras situadas en el área $A_{c,eficaz}$

Donde:

$$A_{c,eficaz} = b * h' \quad h' = 7,5 * \phi + r$$

Por lo tanto:

$$h' = 7,5 * 16 + 20 = 140 \text{ mm}$$
$$A_{c,eficaz} = 35000 \text{ mm}^2$$

Con todos los datos anteriores sale que:

$$S_m = 85,082 \text{ mm}$$

Por otra parte:

ε_{sm} : Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras, es:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - K_1 * \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] > 0,4 * \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Con:

σ_s : Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada.

σ_{sr} : Tensión de la armadura en el instante inmediatamente posterior a aquel en que se fisura el hormigón, es decir, cuando la tracción de la fibra más extendida del hormigón alcanza el valor máximo de la resistencia a flexotracción (f_{ct}).

E_s : Modulo de elasticidad del acero.

En estructuras de hormigón no pretensado σ_s y σ_{sr} pueden calcularse, de forma simplificada:

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0.8 * d * A_s} \quad \sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{0.8 * d * A_s}$$

Donde:

M_{fis} : Momento en que la fibra mas traccionada de hormigón alcanza el valor f_{ct} .

Puede hallarse como:

$$M_{fis} = f_{ct} * W_b$$

Donde:

W_b : Modulo de la sección bruta antes de la fisuración.

Para una sección rectangular tipo $h * b$ se hace:

$$M_{fis} = \frac{b * h^2}{6} * 0,30 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 1104069,006 \text{ kg} * \text{mm}$$

Y de esto se tiene que:

$$\sigma_s = 23,020 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{sr} = 3,575 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

El alargamiento medio es:

$$\varepsilon_{sm} = 1,083 * 10^{-3} \quad y \quad 0,4 * \frac{\sigma_s}{E_s} = 4,38 * 10^{-4}$$

Donde:

$$\varepsilon_{sm} > 0,4 * \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \mathbf{1,083 * 10^{-3} > 4,38 * 10^{-4} \quad Satisfactorio}$$

El valor de la abertura característica (W_k) es:

$$W_k = \beta * S_m * \varepsilon_{sm} = 1,566 * 10^{-1} \text{ mm}$$

Y se verifica que:

$$\mathbf{W_k = 1,566 * 10^{-1} \text{ mm} < W_{max} = 0,2 \text{ mm} \quad Satisfactorio.}$$

b) Verificación del Estado límite de deformación.- El Estado Límite de Deformación se satisface si los movimientos (flechas o giros) en la estructura o elemento estructural son menores que unos valores límites máximos.

La comprobación del Estado Límite de Deformación tiene que realizarse en los casos en que las deformaciones pueden ocasionar la puesta de fuera de servicio de la estructura por razones funcionales, estéticas u otras.

La deformación total de un elemento de hormigón es la suma de diferentes deformaciones parciales que se producen a lo largo del tiempo por efecto: de las cargas que se introducen, de la fluencia lenta y retracción del hormigón y de la relajación de la armadura activa (HP). La flecha producida por la carga actuante se denomina ***flecha instantánea*** y la producida por los demás efectos a lo largo del tiempo se denomina ***flechas diferidas***.

Además de esto, debe distinguirse entre:

- Flecha total a plazo infinito, que es la debida a la totalidad de las cargas actuantes. Está formada por la flecha instantánea producida por la totalidad de las cargas actuantes más la flecha diferida producida a un tiempo suficientemente largo.
- Flecha activa respecto a un elemento dañable. Esta flecha es la que se produce en la viga en cuestión una vez que la carga del tabique (elemento dañable) empieza a actuar. Por ello esta carga debe estar condicionada por las condiciones funcionales o de rotura del elemento que carga sobre ella.

En edificios normales, en general, se adopta valores de flechas totales máximas relativas, es decir, en función de la longitud de la barra (viga). Así un valor muy utilizado, a falta de condiciones particulares más restrictivas es $L/250$, para plazo infinito y por otro lado, se suele utilizar $L/400$ para la flecha activa máxima.

1) Cálculo de la flecha instantánea.- El cálculo de la flecha instantánea depende de varios factores. Ellos son: la vinculación de la barra, el tipo de carga, el tipo de material, los esfuerzos, etc. Para empezar hay que decir que generalmente se considera la flecha de flexión y se desprecia el efecto que produce el cortante.

Por ejemplo, para una viga biarticulada, cargada uniformemente, la flecha en su luz media será:

$$f_{int} = \frac{5}{384} * \frac{q * l^4}{E * I}$$

Se ve que la flecha depende de una constante (que depende de la vinculación de los extremos), la carga (característica), la luz, el material y el momento de inercia. De todos ellos hay dos que merecen especial atención, ellos son E y I.

Por lo general se adopta el valor del modulo de deformación secante, por ser menor que el tangente para así obtener una flecha conservadora, el modulo de deformación secante es:

$$f_{cm} = f_{ck,28} + 8 = 21 + 8 = 29 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_c = 8500 * \sqrt[3]{f_{cm}} = 2611,469 \frac{kg}{mm^2}$$

f_{cm} : Resistencia media del hormigón a los 28 días de edad.

El otro coeficiente es el momento de inercia. Que para el caso del hormigón armado existe una sección compuesta (hormigón y acero) por lo que la sección deberá ser homogeneizada antes de ser aplicado.

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 * I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] * I_f \leq I_b$$

Donde:

I_e : Inercia equivalente.

M_a : Momento flector máximo aplicado a la sección en el instante en que se evalúa la flecha.

M_f : Momento nominal de fisuración de la sección, que se calcula mediante la expresión,

$$M_f = f_{ct,fl} * W_b$$

$f_{ct,fl}$: Resistencia a flexotracción del hormigón.

$$f_{ct,fl} = 0,3 * \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

W_b : Modulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra extrema de la sección.

I_b : Momento de inercia de la sección bruta.

I_f : Momento de inercia de la sección fisurada en flexión simple, que se obtiene despreciando la zona de hormigón en tracción y homogeneizado las áreas de las armaduras activas adherentes y pasivas multiplicándolas por el coeficiente de equivalencia.

De lo anterior se tiene que:

$$W_b = \frac{b * h^2}{6} = 10416666,667 \text{ mm}^3 \quad I_b = \frac{b * h^3}{12} = 260416666,667 \text{ mm}^4$$

$$M_a = 7109225,3 \text{ kg} * \text{mm}$$

$$f_{ct,fl} = 0,228 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2} \quad \rightarrow \quad M_f = 2378644,566 \text{ kg} * \text{mm}$$

Luego para hallar el momento de inercia de la sección totalmente fisurada es necesario conocer la posición de la línea neutra (x), que para una sección rectangular es:

$$x = n * \rho_1 * d * \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1}\right) * \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * \left(1 + \frac{\rho_2 * r}{\rho_1 * d}\right)}{n * \rho_1 * \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1}\right)^2}} \right]$$

Donde:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{21000}{2611,469} = 8,0415 \quad \text{Coeficiente de equivalencia.}$$

$$\rho_1 = \frac{A_1}{b * d} = 0,006434 \quad \rho_2 = \frac{A_2}{b * d} = 0,00322$$

$$r = d_1 = d_2 = d' = 20 \text{ mm}$$

Y por lo tanto:

$$x = 41,0467 \text{ mm}$$

A partir de aquí, la inercia de la sección fisurada se halla como:

$$I_f = n * A_1 * (d - x) * \left(d - \frac{x}{3}\right) + n * A_2 * (x - r) * \left(\frac{x}{3} - r\right)$$

$$I_f = 1323376637,055 \text{ mm}^4$$

Finalmente la inercia equivalente será:

$$\frac{M_f}{M_a} = \frac{2378644,566}{7109225,3} = 0,335$$

$$I_e = 1371349955,334 \text{ mm}^4$$

Luego la flecha instantánea es:

$$q_{total} = q_{PP} + q_{CM} = 16,907 \text{ kg/cm}$$

$$f_{int} = 6,956 \text{ mm}$$

2) Calculo de la flecha diferida.- Las flechas producidas por las cargas de larga duración, resultantes de las deformaciones por fluencia y retracción, se pueden hallar multiplicando la flecha instantánea por el factor:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 * \rho_2}$$

Donde:

ρ_2 : Cuantía geométrica de la armadura de compresión (A_2) referida al área de la sección útil, en la sección de referencia.

ξ : Coeficiente que depende de la duración de la carga y que toma los valores:

5 ó más años	2
1 año	1.4
6 meses	1.2
3 meses	1
1 mes	0.7
2 semanas	0.5

Adoptándose un valor de:

$$\xi = 2$$

$$\rho_2 = 0,00322$$

Y de esto se tiene que la Flecha Diferida es:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 * \rho_2} = 1,7229$$

$$f_{dif} = f_{int} * \lambda = 11,985 \text{ mm}$$

La flecha total será:

$$f_{total} = f_{dif} + f_{int} = 6,956 + 11,985 = 18,941 \text{ mm}$$

Se adopta un valor máximo para la flecha de:

$$L/250 = \frac{580}{250} = 2,32 \text{ cm}$$

Cumpléndose:

$$f_{total} < f_{adm}$$

$$f_{total} = 18,941 \text{ mm} < f_{adm} = 23,2 \text{ mm} \quad \textbf{Satisfactorio}$$

Resumen general de los resultados:

VERIFICACIÓN EN ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (ELU)

- a) Verificación de la armadura longitudinal positiva.

$$M_d = 1158000,00 \text{ kg} * \text{cm}$$

Usar: 4 Ø 16 mm, con separaciones entre barras de 4,333 cm

- b) Verificación de la armadura negativa, lado izquierdo apoyado sobre la columna C7.

$$M_d = 572000,00 \text{ kg} * \text{cm}$$

Usar: 2 Ø 16 + 1 Ø 10, con separaciones entre barras de 7,6 cm

- c) Verificación de la armadura negativa, lado derecho apoyado sobre la columna C8.

$$M_d = 1132000,00 \text{ kg} * \text{cm}$$

Usar: 4 Ø 16 mm, con separaciones entre barras de 4,333 cm

- d) Verificación de la armadura transversal, lado derecho apoyado sobre C8

Se utilizará: 5 Ø 8 mm, con separaciones entre barras de 25,0 cm

Armadura transversal lado izquierdo de la viga.

Se utilizará: Ø 8 mm, con separaciones entre barras de 30,0 cm

Armadura transversal zona central de la viga.

Se utilizará: Ø 8 mm, con separaciones entre barras de 30,0 cm

VERIFICACIÓN EN ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO (ELS)

De la verificación del Estado Límite de Fisuración:

$$W_k = 0,157 \text{ mm} < W_{max} = 0,2 \text{ mm} \quad \text{Satisfactorio.}$$

De la verificación del Estado límite de deformaciones:

$$f_{total} = 18,941 \text{ mm} < f_{adm} = 23,2 \text{ mm} \quad \text{Satisfactorio}$$

Comentarios y conclusiones de los resultados:

La verificación de los estados límites de servicio refleja claramente que la sección tiene una seguridad del 53% de no fisurarse, y la deformación llega al 99,7% de la deformación admisible del elemento, la misma que fue considerada como un elemento simplemente apoyado, para que de este modo se analice al elemento en las condiciones más desfavorables, sin embargo se sabe que en realidad el elemento tiene un grado de empotramiento sobre las columnas, las mismas que reducen considerablemente la sollicitación del elemento y de este modo se está a favor de la seguridad.

Representación grafica de los resultados obtenidos para la viga:

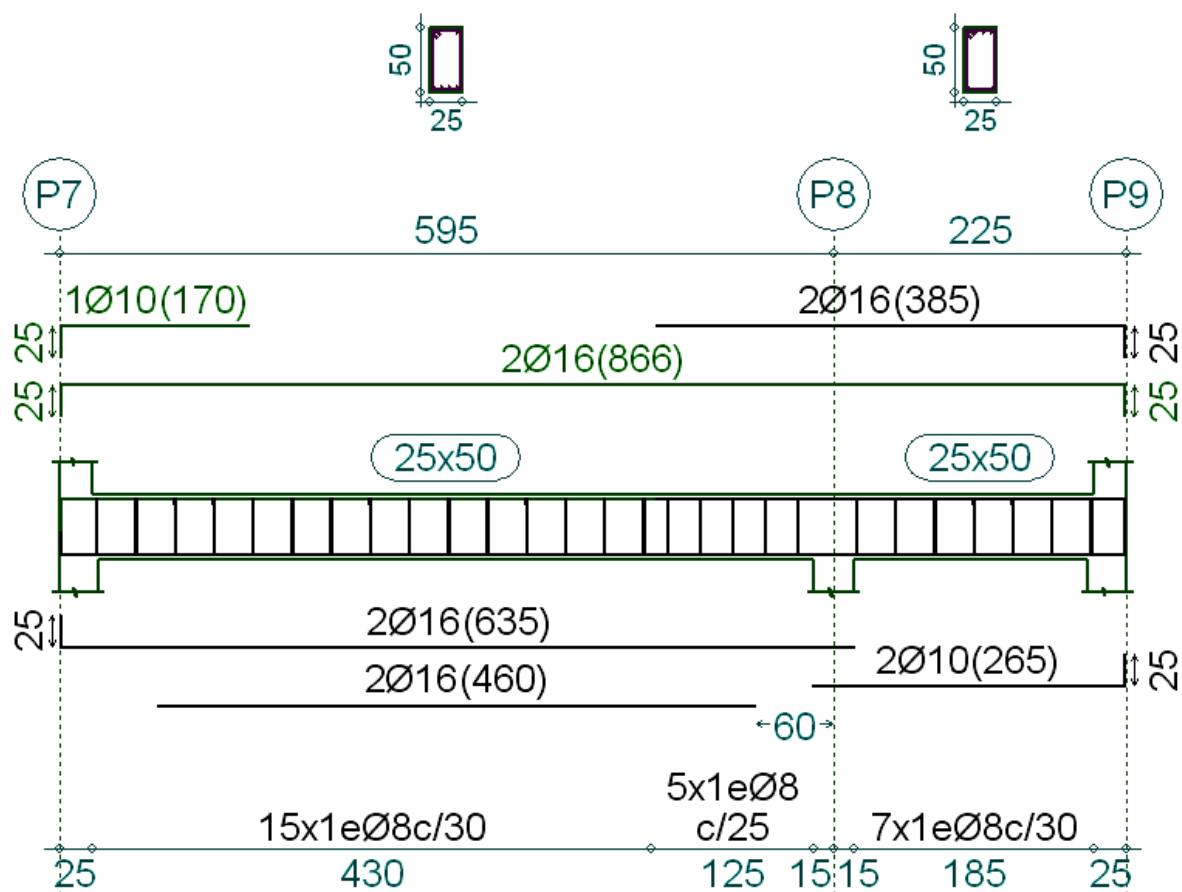


Figura 3.42 Disposición de la armadura en la viga.

3.7.2.2 Verificación del diseño estructural de la columna.- Los datos serán obtenidos del programa CYPECAD, usándose los esfuerzos pésimos (mayorados), correspondientes a la peor combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones, de la planta baja de la estructura.

A continuación se muestra la verificación del diseño de la columna N°2, teniéndose los siguientes datos generales:

Axil de cálculo	$N_d = 15260,00 \text{ kg}$
Momento de cálculo en dirección x	$M_{dx} = 3610,00 \text{ kg}\cdot\text{m}$
Momento de cálculo en dirección y	$M_{dy} = 920,00 \text{ kg}\cdot\text{m}$
Resistencia característica de H°A°	$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia característica de acero	$f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Recubrimiento	$r = 2 \text{ cm}$

Resistencias minoradas de los materiales:

$$f_{cd} = 0.9 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.9 * \frac{210 \text{ kg/cm}^2}{1,5} = 126 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{1,15} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación del coeficiente de pandeo ó grado de empotramiento: ψ_A y ψ_B

$$\psi_h = \frac{\sum \frac{E \cdot I}{l_p}}{\sum \frac{E \cdot I}{l}} \quad \psi_b = \frac{\sum \frac{E \cdot I}{l_p}}{\sum \frac{E \cdot I}{l}}$$

Datos de geometría de los elementos que concurren a la columna en estudio:

<i>Elemento</i>	<i>Longitud (cm)</i>	<i>b (cm)</i>	<i>h (cm)</i>	<i>I_x (cm⁴)</i>	<i>I_y (cm⁴)</i>
Columna 1 (C1)	330	30	30	67500	67500
Columna 2 (C2)	340	30	30	67500	67500
Columna 3 (C3)	175	30	30	67500	67500
Viga 1 (V1)	580	25	50	260416.667	65104.1667
Viga 2 (V2)	210	25	50	260416.667	65104.1667
Viga 3 (V3)	423	25	30	56250	39062.5
Viga 4 (V4)	580	20	30	45000	20000
Viga 5 (V5)	210	20	30	45000	20000
Viga 6 (V6)	423	20	30	45000	20000

Tabla 3.19 Datos geométrico de los elementos que concurren a columna en estudio.

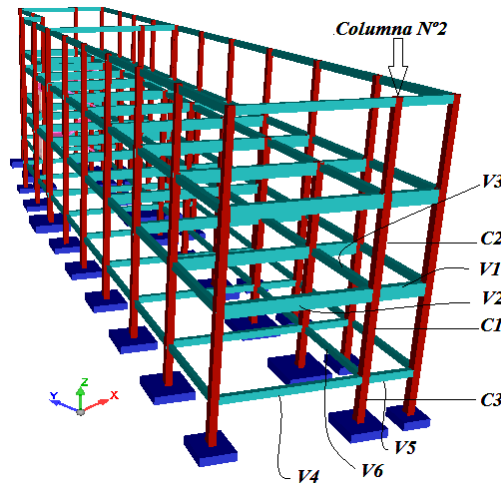


Figura 3.43 Representación gráfica de todos los elementos que concurren a C1.

Por lo tanto el coeficiente de pandeo es:

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{I_{cx1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cx2}}{l_{c2}}}{\frac{I_{vx1}}{l_{v1}} + \frac{I_{vx2}}{l_{v2}} + \frac{I_{vy3}}{l_{v3}} + \frac{I_{vy4}}{l_{v4}}} = 0,226$$

$$\psi_{Ay} = \frac{\frac{I_{cy1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cy2}}{l_{c2}}}{\frac{I_{vy1}}{l_{v1}} + \frac{I_{vy2}}{l_{v2}} + \frac{I_{vx3}}{l_{v3}} + \frac{I_{vx4}}{l_{v4}}} = 0,726$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{cx1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cx3}}{l_{c3}}}{\frac{I_{vx5}}{l_{v5}} + \frac{I_{vx6}}{l_{v6}} + \frac{I_{vy7}}{l_{v7}} + \frac{I_{vy8}}{l_{v8}}} = 1,740$$

$$\psi_{By} = \frac{\frac{I_{cy1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cy3}}{l_{c3}}}{\frac{I_{vy5}}{l_{v5}} + \frac{I_{vy6}}{l_{v6}} + \frac{I_{vx7}}{l_{v7}} + \frac{I_{vx8}}{l_{v8}}} = 2,500$$

Con estos valores se ingresa al nomograma confeccionado por Jackson y Moreland, correspondiente a estructuras traslacional, obteniéndose de este modo el coeficiente de esbeltez α y de este la longitud de pandeo l_o :

$$\alpha_x = 1,3 \qquad \alpha_y = 1,45$$

$$l = 330 \text{ cm} \qquad b = 30 \text{ cm} \qquad h = 30 \text{ cm}$$

Por lo tanto la longitud de pandeo l_o es:

$$l_{oy} = \alpha * l = 4,290 \text{ m} \qquad l_{ox} = \alpha * l = 4,785 \text{ m}$$

La esbeltez mecánica será: Comprobación al pandeo.

$$\lambda_x = \frac{l_o}{i} = \frac{\alpha * l}{\sqrt{(I/A)}} = 49,537 \qquad \lambda_y = \frac{l_o}{i} = \frac{\alpha * l}{\sqrt{(I/A)}} = 55,252$$

Como: $\lambda_x = 49,537$ y $\lambda_y = 55,252$ están en el siguiente intervalo: $35 < \lambda < 100$, tratándose de una columna intermedia, por lo tanto, se aplicará el método aproximado para su verificación.

Excentricidad de primer orden:

$$e_{ox} = \frac{M_{dy}}{N_d} = 6,029 \text{ cm} \qquad e_{oy} = \frac{M_{dx}}{N_d} = 23,657 \text{ cm}$$

Excentricidad accidental:

$$e_o \geq e_a = \frac{c}{20} \geq 2 \text{ cm} \qquad e_a = \frac{h}{20} = \frac{30}{20} = 1,5 \text{ cm}$$

Por lo tanto: $e_a = 2 \text{ cm}$

Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden):

$$e_{fic} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \cdot \frac{c + 20 \cdot e_o}{c + 10 \cdot e_o} \cdot \frac{l_o^2}{c} \cdot 10^{-4}$$
$$e_{fy} = \left[3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] \cdot \left[\frac{h + 20 \cdot e_y}{h + 10 \cdot e_y} \right] \cdot \frac{l_o^2 \cdot 10^{-4}}{h}$$
$$e_{fx} = \left[3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] \cdot \left[\frac{b + 20 \cdot e_x}{b + 10 \cdot e_x} \right] \cdot \frac{l_o^2 \cdot 10^{-4}}{b}$$
$$e_{fx} = 4,137 \text{ cm} \quad e_{fy} = 5,825 \text{ cm}$$

La excentricidad de cálculo será:

$$e_{(x,y) \max} = e_o + e_{fic}$$
$$e_{"x"} \max = 10,166 \text{ cm} \quad e_{"y"} \max = 29,481 \text{ cm}$$

La capacidad mecánica del hormigón U_c es:

$$U_c = f_{cd} * A_c = f_{cd} * b * h = 113400 \text{ kg}$$

Los esfuerzos reducidos valen:

$$\nu = \frac{N_d}{U_c} = 0,135 \quad \mu_x = \frac{N_d * e_{Tx}}{U_c * h} = 0,046 \quad \mu_y = \frac{N_d * e_{Ty}}{U_c * b} = 0,132$$

Con estos valores se entra en el diagrama en roseta para secciones rectangulares con seis armaduras⁶. En el sector correspondiente al valor de ν de que se trate, con los valores μ_1 y μ_2 e interpolando en caso de ser necesario, se obtiene la cuantía mecánica total ω . Como $\mu_x > \mu_y$ entramos en el ábaco con $\mu_1 = 0,135$ y $\mu_2 = 0,046$, resultando las siguientes cuantías mecánicas:

$$\begin{array}{ll} \nu = 0.00 & \omega = 0,3 \\ \nu = 0.20 & \omega = 0,15 \\ & \omega = 0,199 \end{array}$$

⁶ Véase Anexo A-1.

La capacidad mecánica de la armadura total necesaria será:

$$U_{total} = \omega * U_c = 22575,00 \text{ kg}$$

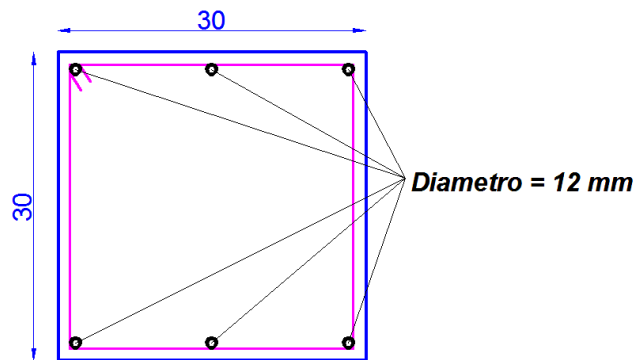
La armadura total de acero:

$$A_{s \text{ total}} = \frac{\omega * b_w * h * f_{cd}}{f_{yd}} = 6,181 \text{ cm}^2$$

Asumiendo como diámetro mínimo de: 12 mm con área de 1,13 cm², se tiene que:

$$N^{\circ} \text{ de fierros} = \frac{A_{s \text{ total}}}{A_{\phi 12}} = 5,47$$

Por lo tanto se utilizaran: 6 ϕ 12 mm, reforzando la direccion mas solicitada.



Verificación de la armadura transversal:

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \frac{1}{4} * \phi_{\text{de la armadura longitudinal mas gruesa}} \\ \rightarrow 6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

- Según la primera opción: $\phi \geq \frac{1}{4} * 12 \text{ mm} = 3 \text{ mm}$
 - Según la segunda opción: $\phi \geq 6 \text{ mm}$
- } Se asume S= 6 mm.

La separación de los estribos puede ser según estas dos opciones:

$$S \leq \begin{cases} \rightarrow b \text{ o } h \text{ (el de menor dimensión)} \\ \rightarrow 15 * \phi_{\text{de la armadura longitudinal mas delgada}} \end{cases}$$

- Según la primera opción: $S \leq 30 \text{ cm}$
 - Según la segunda opción: $S \leq 15 * 1,2 \text{ cm} = 18 \text{ cm}$
- } Se asume $S=15 \text{ cm}$

Por lo tanto se utilizaran estribos de: $\phi 6 \text{ mm c}/15 \text{ cm}$

Resumen general de los resultados obtenidos para la columna N° 2

- Los datos fueron obtenidos del programa CYPECAD, usándose los esfuerzos pésimos (mayorados), correspondientes a la peor combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones, de la planta baja de la estructura.
- La armadura longitudinal a usar será:

$$6 \phi 12 \text{ mm con un área total de } A_{\text{total}} = 6,780 \text{ cm}^2$$

Donde:

$$\frac{A_s}{A_c} = \frac{6,78}{30 * 30} = 0.75\%$$

- La armadura transversal a usar será:

$$\phi 6 \text{ mm c}/15 \text{ cm}$$

Comentarios y conclusiones de los resultados:

Los resultados obtenidos del cálculo manual para la columna, son iguales a los del programa CYPECAD, el mismo que dio como resultado lo siguiente:

Pilar	Planta	Dimensión	Armaduras	Estribos	N (tn)	Mx (tn*m)	My (tn*m)
P2	4	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15	1.49	1.46	0.24
	3	0.30x0.30	4Ø12+ +2Ø12	Ø6c/15	14.25	3.69	1.04
	2	0.30x0.30	4Ø12+ +2Ø12	Ø6c/15	15.26	3.61	0.92
	1	0.30x0.30	4Ø12+ +2Ø12	Ø6c/15	28.89	1.91	0.52

Representación grafica de los resultados obtenidos para la columna N° 2

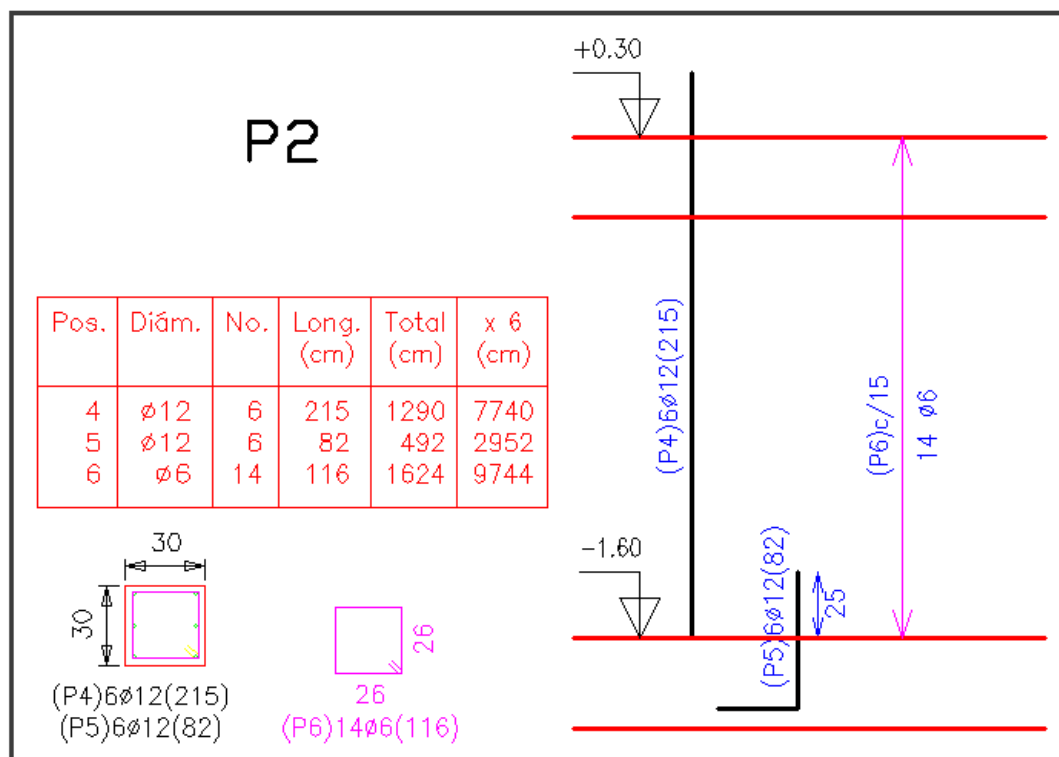
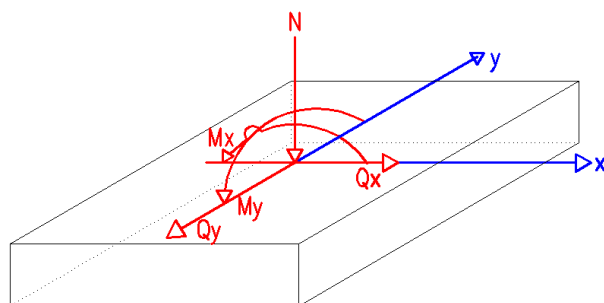


Figura 3.44 Representación gráfica de la columna

3.7.2.3 Verificación de la zapata aislada.- Ésta se analiza en primer lugar, suponiendo que sus pilares están empotrados rígidamente en la cimentación. Luego se calcula la cimentación sometida a acciones opuestas a estas reacciones. Esta forma de proceder presupone que el conjunto formado por la cimentación y el suelo es mucho más rígido que la estructura, de modo que sus pequeños desplazamientos elásticos no alteran apreciablemente los esfuerzos y reacciones de la misma que en general son de apoyo empotrado (Véase Figura 2.17).

Se realiza la comprobación de la zapata correspondiente a la columna N°11, con las características que se indica a continuación:



$$N = 40760 \text{ [kg]}$$

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2500,00 \text{ [kg/m}^3\text{]}$$

$$Q_x = 110 \text{ [kg]}$$

$$C=0,3 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \text{ Arcillas blandas a medias.}$$

$$Q_y = -20 \text{ [kg]}$$

$$f_{ck} = 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$M_x = -3000 \text{ [kg*cm]}$$

$$f_{yk} = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$M_y = -4000 \text{ [kg*cm]}$$

$$\gamma_c = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_f = 1,6$$

$$a_0 = 0,30 \text{ [m]}$$

$$f_{cd} = 140 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$b_0 = 0,30 \text{ [m]}$$

$$f_{yd} = 3652 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$\sigma_{adm} = 1,35 \text{ kg/cm}^2$$

Calculo del área necesaria:

$$\sigma = \frac{N + P}{A} \leq \sigma_{adm} \text{ despejando el área se tiene: } A = 33212 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{A} \text{ entonces } a = b = 182,241 \text{ cm}$$

$$a = 190 \text{ cm}$$

$$b = 190 \text{ cm}$$

Cálculo del canto útil.- Para que no sea necesaria la verificación de los esfuerzos tangenciales, se deberá cumplir que el canto útil sea el mayor de los siguientes valores:

$$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} = 5.92 \text{ kg/cm}^2 \quad k = \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_{adm}} = 10.96$$

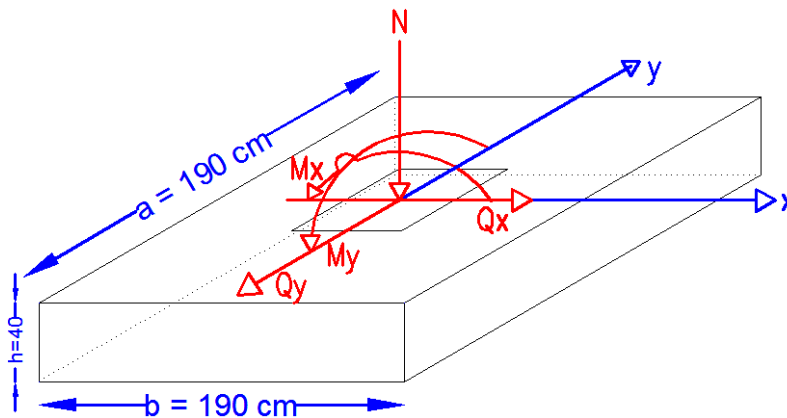
$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 * b_0}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} = 0.292 \text{ m}$$

$$d_2 = \frac{2 * (a - a_0)}{4 + k} = 0.214 \text{ m}$$

$$d_3 = \frac{2 * (b - b_0)}{4 + k} = 0.214 \text{ m}$$

Entonces el canto útil será $d_1 = 0.35 \text{ m}$

Con un recubrimiento (r) de 5 cm la altura de la zapata será $h = d_1 + r = 0.40 \text{ m}$



Corrección de Momentos:

$$M_x^* = M_x + Q_x * h = 1400.00 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_y^* = M_y + Q_y * h = 4800.00 \text{ kg} * \text{cm}$$

Cálculo del peso propio de la zapata:

$$P_p = Vol * \gamma_{H^\circ A^\circ} = a * b * h * \gamma_{H^\circ A^\circ} = 3610,00 \text{ kg}$$

Corrección de la Normal:

$$N'' = N + P_p = 44370,00 \text{ kg}$$

Verificación al vuelco:⁽¹⁾

$$\gamma_x = \frac{N''}{M_y^*} * \frac{a}{2} = 878,2 > 1,5 \text{ Satisfactorio}$$

$$\gamma_y = \frac{N''}{M_x^*} * \frac{b}{2} = 3010,8 > 1,5 \text{ Satisfactorio}$$

Verificación al deslizamiento: (Método empleado para suelos cohesivos).

$$\gamma_{d(a)} = \frac{A * C_d}{H_x} = 49,23 \geq 1,5 \text{ Satisfactorio.}$$

$$\gamma_{d(b)} = \frac{A * C_d}{H_y} = 270,8 \geq 1,5 \text{ Satisfactorio.}$$

Cálculo de la armadura a flexión.- Muchas de las zapatas de edificación se calculan con carga centrada, ya que los momentos son relativamente pequeños en comparación con la resultante N+P, y las excentricidades son despreciables en comparación con las dimensiones de la zapata.

$$e_x = \frac{M_x^*}{N''} = 0,032 \quad e_y = \frac{M_y^*}{N''} = 0,108$$

Determinación del tipo de zapata:

$$2 * h = 2 * 40 = 80 \text{ cm} \quad v = \frac{190 - 30}{2} = 80 \text{ cm}$$

⁽¹⁾ Véase: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 9.8.1

Por lo tanto:

$$v \leq 2 * h \quad 80 = 80$$

Corresponde a una zapata rígida, por lo tanto el método usado para el cálculo es el de bielas y tirantes, el que emplea la siguiente expresión: ⁽¹¹⁾

$$T_d = \frac{N_d}{2 * 0,85 * d} * \left(\frac{a}{4} - \frac{a_o}{4} \right) = \frac{N_d}{6,8 * d} * (a - a_o) = A_s * f_{yd}$$

Donde:

$$N_d = 40760 * 1.6 = 65216 \text{ kg}$$

$$a = 190 \text{ cm}$$

$$a_o = 30 \text{ cm}$$

$$f_{yd} = 4200/1,15 = 3652,174 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_d = \frac{65216}{6,8 * (40 - 5)} * (190 - 30) = A_s * 3652,174$$

$$A_s = 12,005 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima:

$$f_{ck} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \omega_{min} = 0.0018$$

$$A_{smin} = \omega_{min} * b * h = 11,97 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{smin}$ entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 12,005 \text{ cm}^2$$

Cálculo del número de barras.- Para determinar el número de barras se considerará un diametro de $\emptyset = 12 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \emptyset 12} = 1,13 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras serán:

⁽¹¹⁾ J. Calavera “Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado”. Apartado 63.6

$$\#fe = \frac{A_s}{A_{s\phi 12}} = 10,62 \approx 11 \text{ barras}$$

Usándose: 11 Ø 12 mm

Cálculo del espaciamiento entre armaduras:

$$s = \frac{b - \#fe * \phi - 2 * r}{\#fe - 1} = 17 \text{ cm}$$

Disposición final de la armadura:

11 Ø 12 mm c/17

Dado que la zapata es cuadrada, de lados iguales, entonces ésta armadura será la misma para ambos lados de la zapata.

Sin embargo también es posible emplear el método general de cálculo para zapatas rígidas ó flexibles: ⁽¹¹⁾

$$M_d = \frac{\gamma_f * N}{2 * a} * \left(\frac{a - a_o}{2} + 0,15 * a_o \right)^2 = \frac{1,6 * 40760}{2 * 190} * \left(\frac{190 - 30}{2} + 0,15 * 30 \right)^2$$

$$M_{ad} = M_{ad} = 1225417,221 \text{ kg} * \text{cm}$$

Cálculo de la armadura necesaria:

$$\mu_d = \frac{M_{ad}}{d^2 * b_w * fcd} = 0,0376$$

⁽¹¹⁾ J. Calavera “Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado”. Apartado 63.7

Determinación de la cuantía mecánica de la armadura (ω_s).

Para determinar la cuantía mecánica se entra con $\mu_d = 0,0376$ en la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene $\omega_s = 0,039$, y la armadura necesaria será:

$$A_s = \frac{\omega_s * b * d * f_{cd}}{f_{yd}} = 9,942 \text{ cm}^2$$

Que es menos a la cuantía mínima, por lo tanto la cuantía requerida es:

$$A_s = 11,97 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará un diametro de $\emptyset = 12 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \emptyset 12} = 1,13 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras serán:

$$\#fe = \frac{A_s}{A_{s \emptyset 12}} = 11 \text{ barras}$$

Usándose: 11 $\emptyset$ 12 mm

Dando un resultado igual al anterior, por lo tanto es satisfactorio.

Cálculo del corte:

$$Vd = \frac{\gamma_f * N}{a} * \left(\frac{a - a_o}{2} + 0,15 * a_o \right) = \frac{1,6 * 40760}{190} * \left(\frac{190 - 30}{2} + 0,15 * 30 \right)$$
$$Vd = 29003,958 \text{ kg}$$

Verificación de la resistencia a cortante (V_{u2}).- No es necesaria la verificación de los esfuerzos tangenciales por haber adoptado el canto útil adecuado para ello. Sin embargo se demuestra que el elemento cumple con ésta condición.

Sin armadura de corte. En regiones fisuradas a flexión, basta con realizar una sola comprobación a cortante: la del agotamiento por tracción del alma y vale:

$$V_{u2} = V_{cu} = f_{cv} * b_w * d$$

Siendo f_{cv} la resistencia virtual al cortante del hormigón, dada por la expresión: (*)

$$f_{vc} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}} = 0,50 * \sqrt{140} = 5,916 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto:

$$V_{u2} = V_{cu} = f_{cv} * b_w * d = 5,916 * 190 * 35 = 39341,931 \text{ kg}$$

Donde:

$$V_{cu} > V_d \rightarrow 39341,931 > 29003,958 \text{ Satisfactorio.}$$

Verificación de la adherencia:

$$\tau_b = \frac{Vd}{0,9 * d * n * \pi * \phi} \leq \tau_{bd} = 0,69 * \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$\tau_b = \frac{29003,958}{0,9 * 35 * 11 * \pi * 1,2} = 22,204 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{bd} = 0,69 * \sqrt[3]{210^2} = 24,378 \text{ kg/cm}^2$$

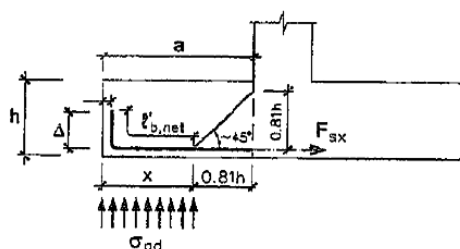
$$22,204 < 24,378 \text{ Satisfactorio.}$$

Cálculo de la longitud de anclaje.- El anclaje por prolongación recta es:

$$\ell_b = \frac{\phi * f_{yd}}{4 * \tau_{bd}} = \frac{1,2 * 3652,174}{4 * 24,378} = 44,944 \text{ cm}$$

(*) Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado (EH-91). Apartado 39.1.3.2.2.

Para zapatas con $v \geq h$: Tomando $\theta = 45^\circ$



$$\ell_{b,net} = \left[1 - 0,66 * \left(\frac{h}{a} \right)^2 \right] * \ell_b = 43,63 \text{ cm}$$

Como $x = a - 0,81 * h$, se tiene:

$$\ell_{b,net} \leq x - 70 = a - 0,81 * h - 70 = 87,6 \text{ cm}$$

Por lo tanto el anclaje es en prolongación recta.

El anclaje se prolongara hasta el extremo de la zapata, sin necesidad de doblar este anclaje:

$$\ell_b = 45,00 \text{ cm}$$

Resumen general de los resultados obtenidos de la zapata Aislada.

Para la verificación de la zapata aislada, los datos fueron obtenidos del programa CYPECAD, usándose los esfuerzos en pilares sin mayorar, correspondientes a las diferentes hipótesis de carga, estas se suman y se obtiene los esfuerzos finales, con el que se hizo la verificación correspondiente.

La capacidad portante del suelo es minorado en un 10%, de modo que la capacidad portante admisible del suelo tendrá un valor de:

$$\sigma_{adm} = 1,35 \text{ kg/cm}^2$$

Dimensiones de la zapata: $a = 190 \text{ cm}$ $b = 190 \text{ cm}$

Canto útil: $h = 0.40 \text{ m}$ Con recubrimiento de 5 cm.

La zapata Aislada estará dispuesta en ambos lados, con la siguiente armadura:

$$11 \text{ } \emptyset 12 \text{ mm c/17}$$

Comentarios y conclusiones de los resultados:

Los resultados obtenidos del cálculo manual para la zapata aislada son iguales a los del programa CYPECAD, el que dio como resultado lo siguiente:

P11	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 95.0 cm Ancho inicial Y: 95.0 cm Ancho final X: 95.0 cm Ancho final Y: 95.0 cm Ancho zapata X: 190.0 cm Ancho zapata Y: 190.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 11Ø12c/17 Y: 11Ø12c/17
-----	---	------------------------------

Representación gráfica de los resultados obtenidos para la zapata aislada

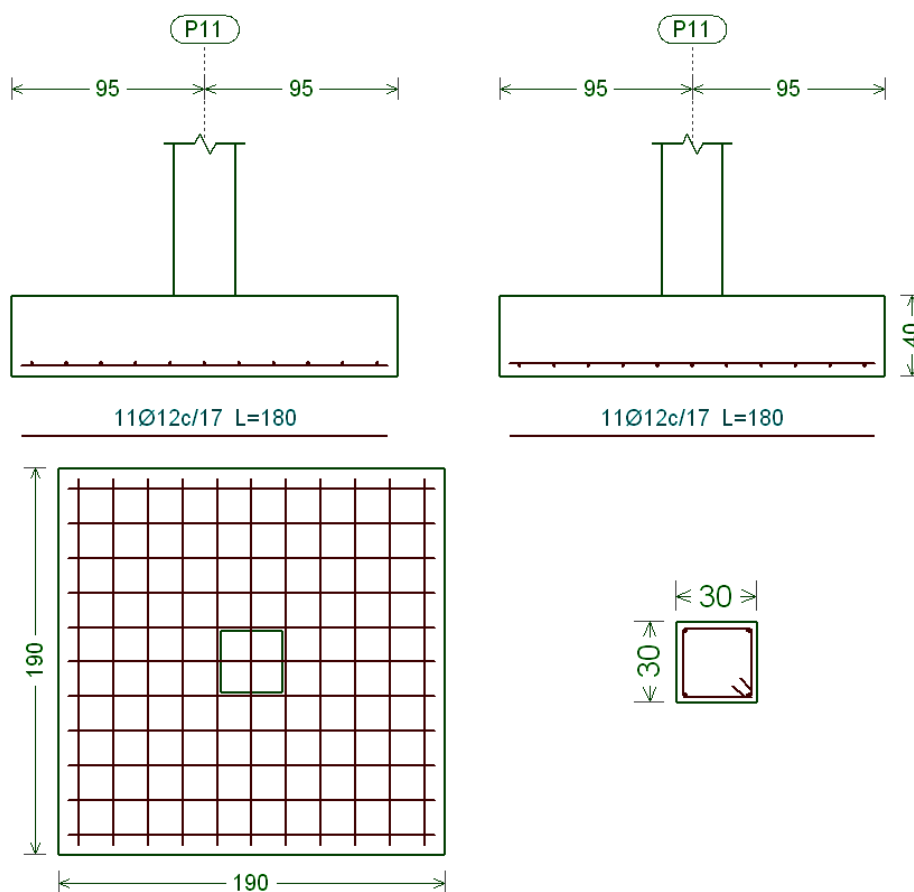


Figura 3.45 Representación gráfica de la zapara aislada.

3.7.2.4 Verificación de la viga de riostre:

Se realiza la verificación de la viga de riostre correspondiente a la zapata de medianería de la columna C34 y de la zapata aislada de la columna C30, con las características que se indican a continuación.

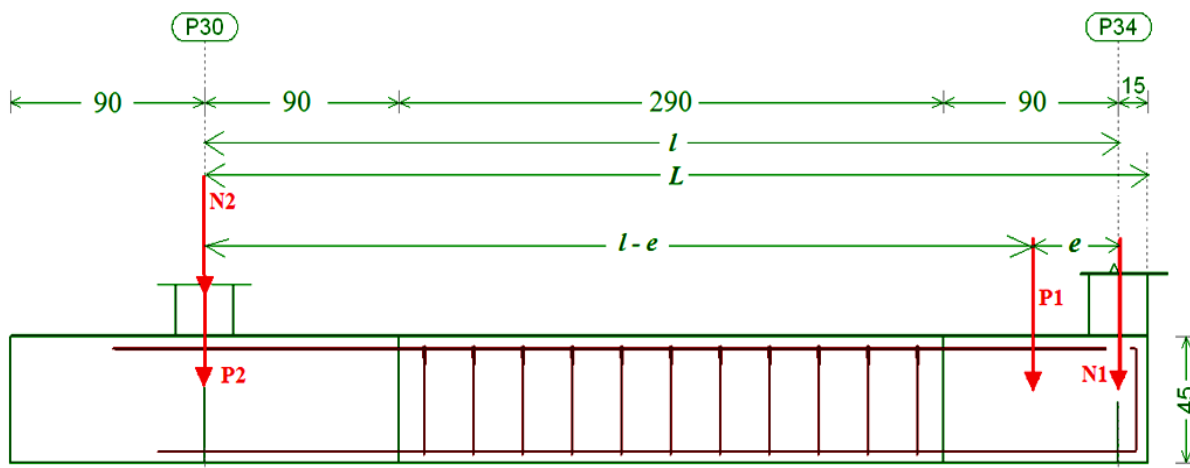


Figura 3.46 Zapata con viga de riostre.

$$N_1 = 23020 \text{ kg}$$

$$f_{yk} = 4200 \text{ [kg /cm}^2\text{]}$$

$$N_2 = 38060 \text{ kg}$$

$$f_{cd} = 140 \text{ [kg /cm}^2\text{]}$$

$$\sigma_{adm} = 1,35 \text{ [kg /cm}^2\text{]}$$

$$f_{yd} = 3652 \text{ [kg /cm}^2\text{]}$$

$$a_0 = 0,30 \text{ m}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$b_0 = 0,30 \text{ m}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$L = 485 \text{ cm}$$

$$\gamma_f = 1,6$$

$$f_{ck} = 210 \text{ [kg /cm}^2\text{]}$$

Solución con viga centradora.- Consiste en unir la zapata del soporte de fachada con la correspondiente al soporte inmediato interior, mediante una viga de gran rigidez que realiza la unión.

Como la rigidez de esta cimentación es muy grande respecto a las correspondientes a los soportes, puede admitirse que está apoyada en los mismos.

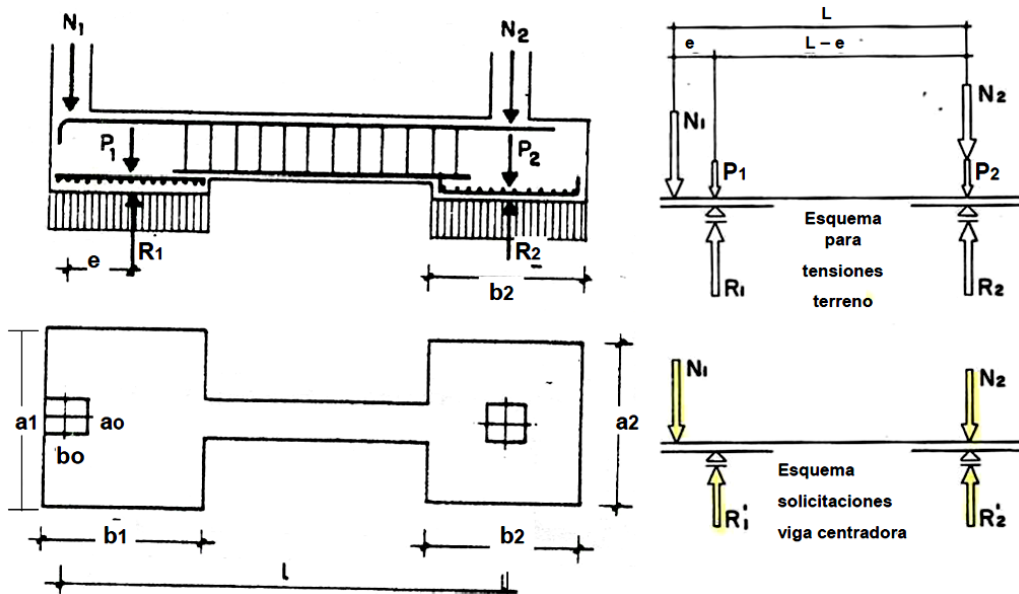


Figura 3.47 Esquema de la viga centradora.

Cálculos previos.- Cálculo del área necesaria:

$$e = \frac{N + P}{A} \leq \sigma_{adm} \quad A = \frac{N + P}{\sigma_{adm}}$$

a) Para la zapata medianera: Considerando al peso propio, 10% de la fuerza axil.

$$A_1 = \frac{1.1 * N_1}{\sigma_{adm}} = 18757,037 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{A} = \sqrt{18757,037} \text{ entonces } a = b = 136,956 \text{ cm}$$

Adoptando valores dé:

$$a_1 = 105 \text{ cm}$$

$$b_1 = 200 \text{ cm}$$

b) Para la zapata Aislada:

$$A_2 = \frac{1.05 * N_2}{\sigma_{adm}} = 31011,852 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{A} = \sqrt{31011,852} \text{ entonces } a = b = 176,102 \text{ cm}$$

Adoptando valores dé:

$$a_2 = 180 \text{ cm}$$

$$b_2 = 180 \text{ cm}$$

Verificación de la viga centradora.- Conocidas las dimensiones de las zapatas:

$$a_1 = 105 \text{ cm}$$

$$b_1 = 200 \text{ cm}$$

$$a_2 = 180 \text{ cm}$$

$$b_2 = 180 \text{ cm}$$

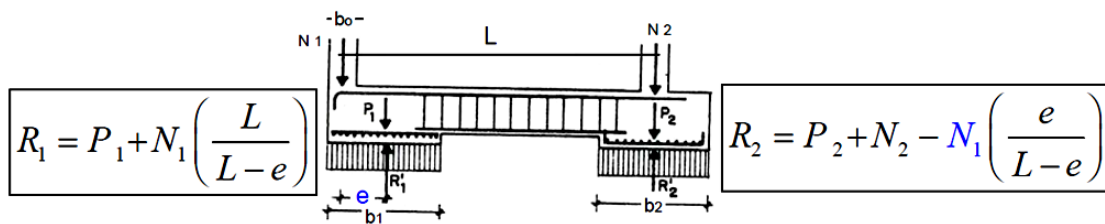
Cálculo de la excentricidad:

$$e = \frac{a_1}{2} - \frac{a_0}{2} = 37,5 \text{ cm}$$

Distancia entre cargas:

$$l = L - \frac{a_0}{2} = 470 \text{ cm}$$

Reacciones del terreno:



$$R'_1 = N_1 * \frac{l}{l-e} + P_1 = 27317,954 \text{ kg}$$

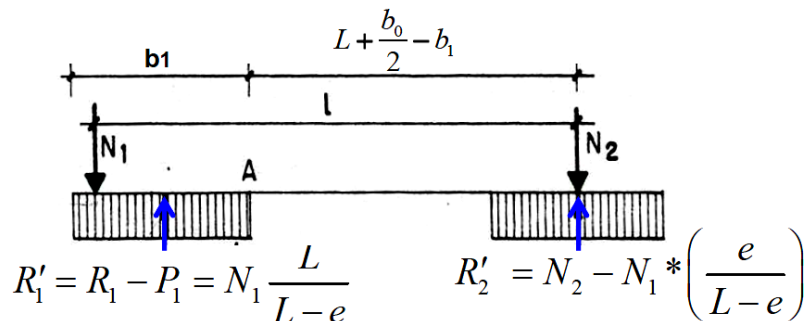
$$R'_2 = N_2 + P_2 - N_1 * \frac{e}{l-e} = 39870,046 \text{ kg}$$

Para que el problema tenga solución es necesario que siempre $R'_2 > 0$; caso contrario la viga centradora podría levantar el soporte interior:

$$\sigma_{max} \geq \frac{R'_1}{a_1 * b_1} = 1,301 \leq 1,35$$

$$\sigma_{max} \geq \frac{R'_2}{a_2 * b_2} = 1,231 \leq 1,35$$

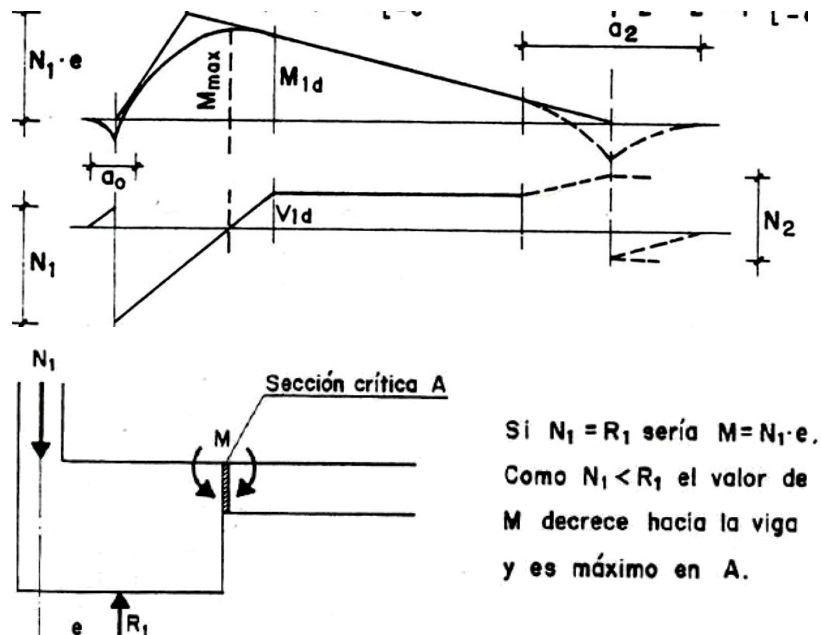
Para el cálculo de los elementos de H° se prescinde del peso propio de la compactación, es decir se considera la reacción del terreno:



$$R_1 = N_1 * \frac{l}{l-e} = 25015,954 \text{ kg}$$

$$R_2 = N_2 - N_1 * \frac{e}{l-e} = 36064,046 \text{ kg}$$

Cálculo del momento de diseño en la viga centradora que se produce en el punto D que es el Punto crítico.



$$M_d = \gamma_1 * N_1 * \frac{e}{l - e} * \left(l - a_1 + \frac{a_0}{2} \right) = 1213539,884 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$V_d = \gamma_1 * N_1 * \frac{e}{l - e} = 3193,526 \text{ kg}$$

Dimensiones de la viga centradora:

Canto útil de la viga:

$$d_1 = k * \sqrt{\frac{M_d}{b_w * f_{cd}}} = 36,802 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad d_1 = 40 \text{ cm}$$

Con un recubrimiento de 5 cm el canto útil será: $d_1 = 45 \text{ cm}$

Con un ancho: $b_w = 40 \text{ cm}$

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = 0,135$$

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ El momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, por lo tanto la pieza no necesita armadura de compresión.

Para determinar la cuantía mecánica en tracción se entra con $\mu_d = 0,135$ en la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene $\omega_s = 0,149$, y la armadura necesaria será:

$$A_s = \frac{\omega * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = 9.146 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima ($A_{s \min}$):

$$A_{s \min} = \omega_{\min} * b_w * h = 5,940 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \min}$ entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 9,146 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará un diámetro de $\emptyset = 16 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \phi 16} = 2,01 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras serán:

$$\#fe = \frac{A_s}{A_{s \phi 16}} = 5 \text{ barras}$$

Con un área total dé:

$$A_s = 5 * 2,01 \text{ cm}^2 = 10,05 \text{ cm}^2$$

Donde:

$$10,95 \text{ cm}^2 > 9,146 \text{ cm}^2 \quad \textbf{Satisfactorio.}$$

Por lo tanto se utilizará: 5 $\emptyset$ 16 mm

Separación de las barras dentro de la pieza, adoptando un diámetro para el estribo de $\phi_{est} = 0.8 \text{ cm}$.

$$s = \frac{b_w - \#fe * \emptyset - 2 * r}{\#fe - 1} = 5,1 \text{ cm}$$

La cuantía de acero empleado para el elemento será:

Usar: 5 $\emptyset$ 16 mm, con separaciones entre barras de 5,1 cm

Armadura longitudinal de compresión.- Según cálculo no requiere pero por norma se debe de disponer un 30% de la armadura mínima.

$$A_s = 30\% * A_{s \min} = 1,78 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará un diametro de $\emptyset = 12 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \phi 16} = 1,13 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras serán:

$$\#fe = \frac{A_s}{A_{s \phi 16}} = 2 \text{ barras}$$

Con un área total dé:

$$A_s = 2 * 1,13 \text{ cm}^2 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Donde:

$$2,26 \text{ cm}^2 > 1,78 \text{ cm}^2 \quad \text{Satisfactorio.}$$

Por lo tanto se utilizará: 2 $\emptyset$ 12 mm

Cálculo de la armadura transversal:

La resistencia convencional del hormigon a cortante es:

$$fvd = 0,5 * \sqrt{fcd} = 0,5 * \sqrt{140} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante absorbido por el hormigón es:

$$V_{cu} = f_{vd} * bw * d = 9465,728 \text{ kg}$$

Donde:

$$V_{cu} \geq Vd \quad 9465,728 \text{ kg} > 3193,50 \text{ kg}$$

El hormigón de la pieza resiste por si solo el esfuerzo cortante y la viga no necesita por cálculo, armadura transversal. No obstante es necesario colocar unos estribos de seguridad, cuyo diámetro no sea inferior a 8 mm.

$$A_{st \min} = 0,02 * \frac{b_w * s * f_{cd}}{f_{yd}}$$

Se adoptará para el estribo un diámetro de $\phi = 8 \text{ mm}$, con un área de $A = 0,50 \text{ cm}^2$.

La ecuación propuesta para determinar el $A_{st \text{ min}}$ es para dos piernas, y despejando de esta la separación entre planos de estribos obtenemos que:

$$s = \frac{f_{yd} * A_{st \text{ min}}}{0,02 * b_w * f_{cd}} = \frac{3652,17 * 0,5 * 2}{0,02 * 25 * 140,00}$$

$$s = 32,609 \text{ cm}$$

Por lo tanto se adoptará una separación entre estribos s de:

$$s = 30,00 \text{ cm}$$

Número de estribos:

$$l = 290 \text{ cm}$$

$$N_{est}^o = \frac{l}{e} + 1 = 10,667 \text{ barras} \approx 11 \text{ barras}$$

Sin embargo se aconseja disponer armadura transversal en el interior de la zapata, por lo tanto:

$$L = l + l_1 + l_2 = 290 + 75 + 85 = 450 \text{ cm}$$

$$N_{est}^o = \frac{L}{e} + 1 = 16 \text{ barras}$$

Por lo tanto se utilizaran: 16 ϕ 8 mm c/30 cm

Resumen general de los resultados obtenidos de la zapata Arriostrada

$$N_1 = 23020 \text{ kg}$$

$$L = 485 \text{ cm}$$

$$N_2 = 38060 \text{ kg}$$

$$\sigma_{adm} = 1,35 \text{ [kg /cm}^2\text{]}$$

$$a_0 = 0,30 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,30 \text{ m}$$

Dimensiones de las zapatas:

Para la zapata medianera: $a_1 = 105 \text{ cm}$ $b_1 = 200 \text{ cm}$

Para la zapata Aislada: $a_2 = 180 \text{ cm}$ $b_2 = 180 \text{ cm}$

Momento y cortante de diseño en la viga centradora:

$$M_d = 1213539,884 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$V_d = 3193,526 \text{ kg}$$

Dimensiones de la viga de riostre:

$$h = 45 \text{ cm} \quad b_w = 40 \text{ cm}$$

La armadura necesaria es:

$$A_s = 9,146 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se utilizará: 5 Ø 16 mm c/5,10 cm

Armadura longitudinal de compresión:

$$A_s = 1,78 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se utilizará: 2 Ø 12 mm

Armadura transversal:

Se usarán: 16 Ø 8 mm c/30 cm

Comentarios y conclusiones de los resultados:

Los resultados obtenidos del cálculo manual para la viga de riostre son iguales a los del programa CYPECAD, el que dio como resultado lo siguiente:

[P30 - P34]	Ancho: 40.0 cm	Superior: 5 Ø16
		Inferior: 2 Ø12
	Canto: 45.0 cm	Estribos: 1xØ8c/30

Representación gráfica de los resultados obtenidos para la viga de riostre:

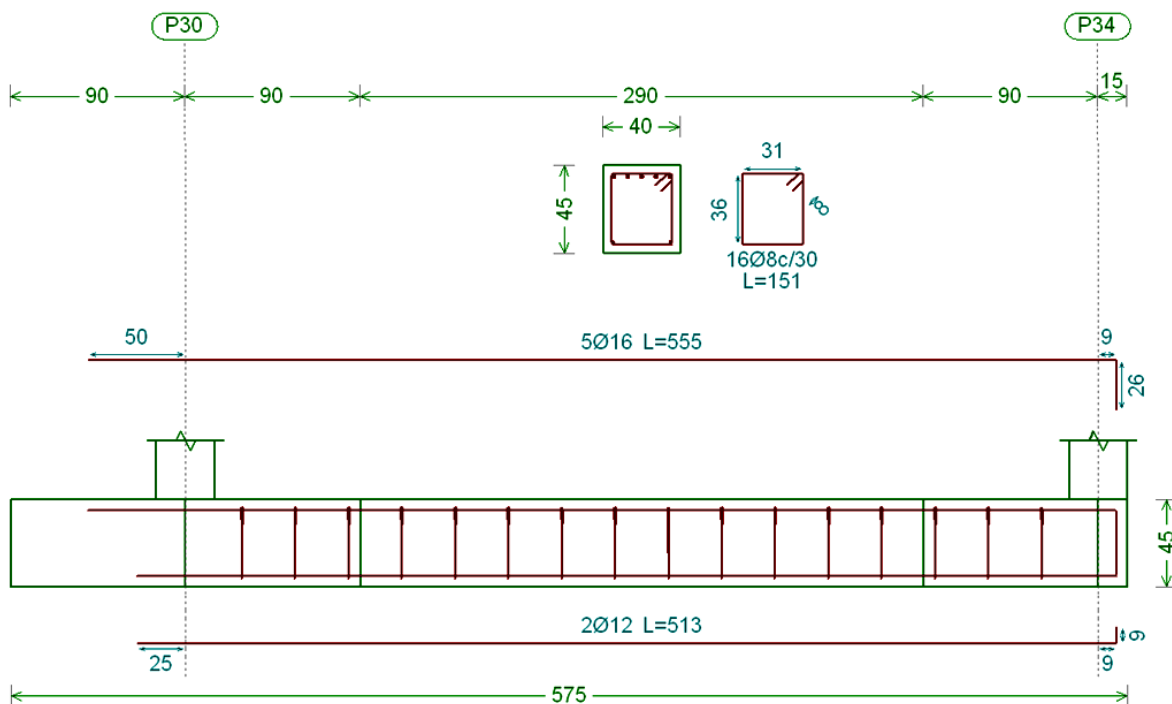


Figura 3.48 Representación gráfica de la zapata con viga de riostre.

3.7.2.5 Diseño de la escalera de hormigón armado.- Los datos generales de la escalera son los siguientes:

$\gamma_c = 1,50$	$\gamma_s = 1,15$
$f_{ck} = 210,00 \text{ kg/cm}^2$	$f_{yk} = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$
$f_{cd} = 140 \text{ Kg/cm}^2$	$f_{yd} = 3652,174 \text{ Kg/cm}^2$
$L_1 = 2,700 \text{ m}$	Longitud horizontal de la rampla.
$L_2 = 1,500 \text{ m}$	Longitud del descanso.
$Z = 3,20 \text{ m}$	Desnivel a salvar.
$a = 1,500 \text{ m}$	Ancho de la rampla.
$B = 3,000 \text{ m}$	Ancho total del descanso.
$t = 0,150 \text{ m}$	Espesor de la losa, medida perpendicularmente.
$t = 0,170 \text{ m}$	Espesor de la losa, medida verticalmente.
$r = 0,020 \text{ m}$	Recubrimiento de la armadura.
$h = 0,300 \text{ m}$	Huella.
$ch = 0,178 \text{ m}$	Contra huella.
$N = 18$	Número de peldaños.

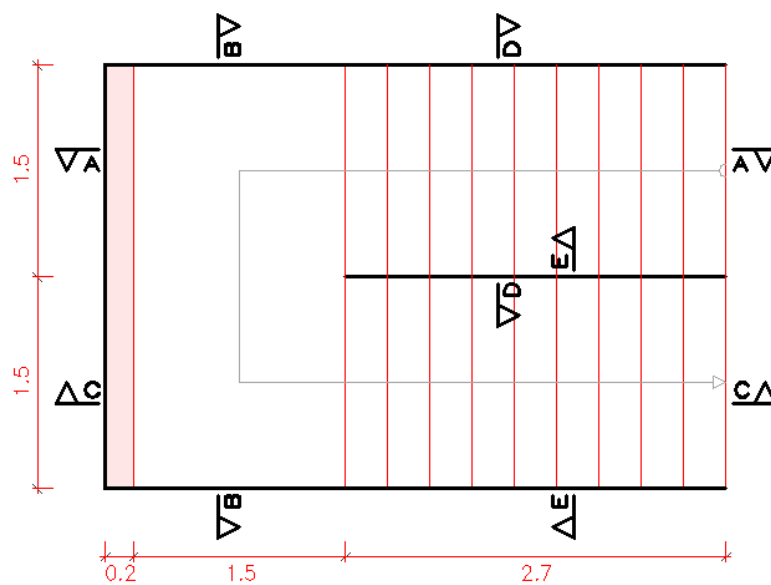


Figura 3.49 Vista en planta de la escalera.

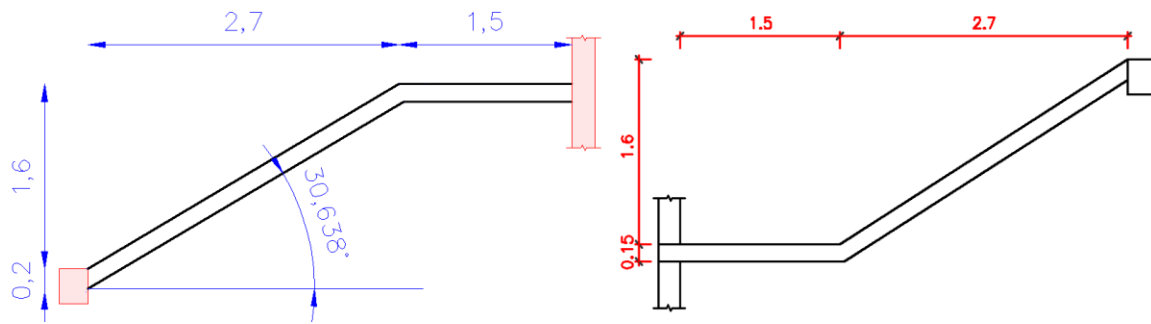


Figura 3.50 Características geométricas de la escalera.

Dado que, las características geométricas de la escalera de subida como la de bajada son simétricas, solo bastará con verificar una de ellas y la otra tomara la misma disposición de la armadura. Por lo tanto solo se verificara la losa de subida.

Debido a su inclinación y poca luz éstas se pueden diseñar como losas macizas a las cuales se les sobreponen los peldaños. Considerando sólo el trabajo a flexión, se puede suponer que la escalera es una losa horizontal, siempre y cuando, el peso de la losa se halle, no con su espesor perpendicular sino con la medida vertical de este espesor. El error cometido en esta suposición es mínimo y no afecta el diseño.

Cargas sobre la losa de la rampla:

$$A_{rampla} = 1,5 * 2,7 = 4,05 \text{ m}^2$$

$$q_{rampla} = t * \gamma_{H^2A^2} * a = 0,17 * 2500 * 1,5 = 637,500 \text{ kg/m}$$

$$Vol_{escalón} = \frac{h * ch}{2} * a = \frac{0,30 * 0,178}{2} * 1,50 = 0,04005 \text{ m}^3.$$

$$Peso_{peldaño} = V_{escalón} * N^o_{peld} * \gamma_{H^2A^2} = 0,04005 * 2500 * 9 = 901,125 \text{ kg}$$

$$q_{peldaño} = \frac{Peso_{peldaño}}{A_{rampla}} * a = \frac{901,125}{4,05} * 1,5 = 333,750 \text{ kg/m}$$

$$q_{acabados} = 72 * 1,5 = 108,00 \text{ kg/m}$$

$$q_{barandillas} = 20 \text{ kg/m}$$

$$Carga Muerta total = q_{escalón} + q_{rampa} + q_{acabados} + q_{barandillas} = 1099,250 \text{ kg/m}$$

Cargas sobre la losa de descanso:

$$q_{descanso} = t * peso \text{ esp. } H^o * a = 0,15 * 2500 * 1,5 = 562,25 \text{ kg/m}$$

$$q_{acabados} = 72 * 1,5 = 108,00 \text{ kg/m}$$

$$Carga Muerta total = q_{descanso} + q_{acabados} = 690,50 \text{ kg/m}$$

Sobrecarga.- La sobrecarga de uso se determina mediante el tipo de edificación y se obtiene de tabla de la Nb-87 la cual es de 400 kg/m^2

$$Sobrecarga = q_{sc} * a = 400 * 1,5 = 600,00 \text{ kg/m}$$

Consideraciones para la disposición de la armadura en la escalera.- Los momentos de empotramiento perfecto se presentan solo excepcionalmente, cuando la placa va unida a una pieza de gran rigidez.

Cuando el empotramiento es elástico en piezas de rigidez reducida (es decir, cuando las piezas que llegan al nudo tienen rigideces parejas y, por tanto, se tiene un nudo rígido ni apoyado ni empotrado), no es en general necesario tomar la envolvente de los esfuerzos correspondientes a los dos casos extremos de empotramiento y simple apoyo (salvo si se quiere evitar a toda costa la fisuración). Pueden tomarse, el momento de empotramiento y el de vano iguales en valor absoluto, e iguales a la semisuma de los proporcionados por el cálculo para el caso de empotramiento perfecto, lo cual resulta especialmente adecuado si el armado se hace con mallas electrosoldadas. Si el empotramiento se realiza en una viga, se recomienda colocar armaduras negativas para resistir los momentos perfectos en la situación de servicio; pero al calcular las armaduras de vanos, en la situación de agotamiento, debe suponerse que la viga es un apoyo simple, ya que al fisurarse, disminuirá su rigidez torsional de forma decisiva.

Y para el cálculo de la armadura principal se calculará como en una viga. Transversalmente se dispondrá de una armadura de reparto, cuya cuantía no será inferior al 20% de la principal en los 3/5 centrales de la luz.

Aplicando estas consideraciones, la escalera puede ser diseñada como se indica a continuación:

a) Para la armadura de vano.- Supuesta como un apoyo simple y con las cargas ponderadas, se tiene que:

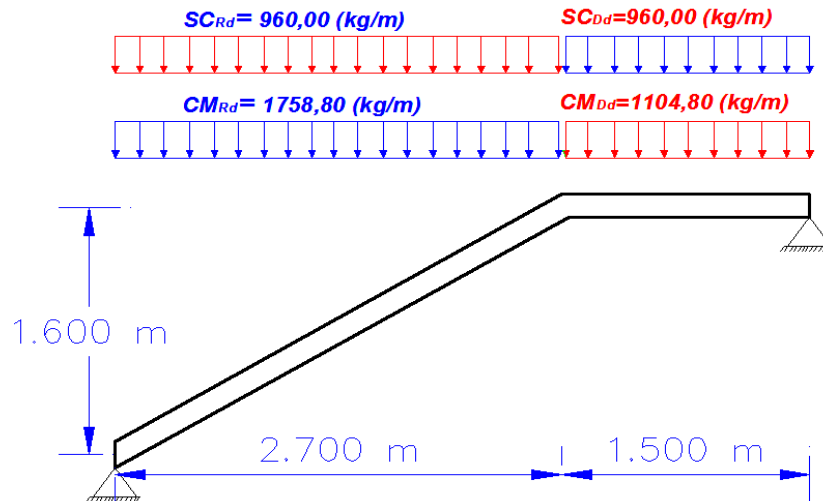


Figura 3.51 Consideración de la escalera para el cálculo de la armadura principal.

Que por razones de cálculo podrá considerarse como una losa plana:

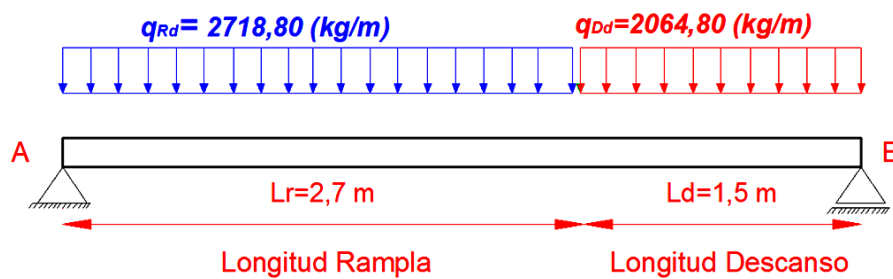


Figura 3.52 Como una losa plana, apoyo simple.

Resolviendo se tiene qué:

$$\sum M = 0$$

$$R_B = \frac{\frac{(1758,80 + 960) * 2,70^2}{2} + (960 + 1104,80) * 1,5 * (\frac{1,5}{2} + 2,7)}{2,7 + 1,5} = 4903,659 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A = (1758,80 + 960) * 2,7 + (960 + 1104,80) * 1,5 - 4903,659 = 5534,301 \text{ kg}$$

$$x = \frac{R_A}{CM_{Rd} + SC_{Rd}} = \frac{5534,301}{1758,80 + 960} = 2,036 \text{ m}$$

$$M_{max}^+ = R_A * x - \frac{(CM_{Rd} + SC_{Rd}) * x^2}{2}$$

$$M_{max}^+ = 5534,301 * 2,036 - \frac{(1758,80 + 960) * 2,036^2}{2}$$

$$M_{max}^+ = 5632,723 \text{ kg} * \text{m}$$

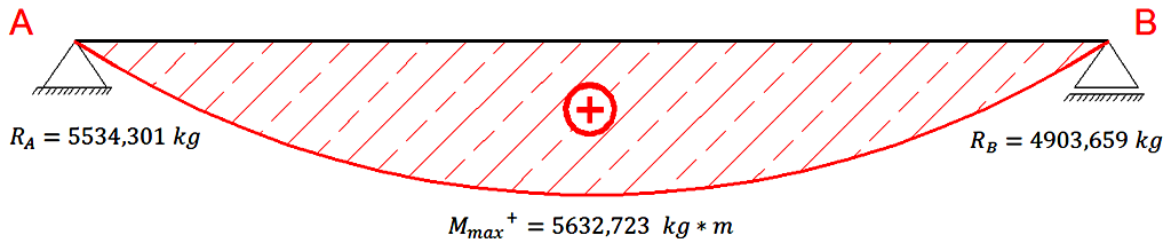
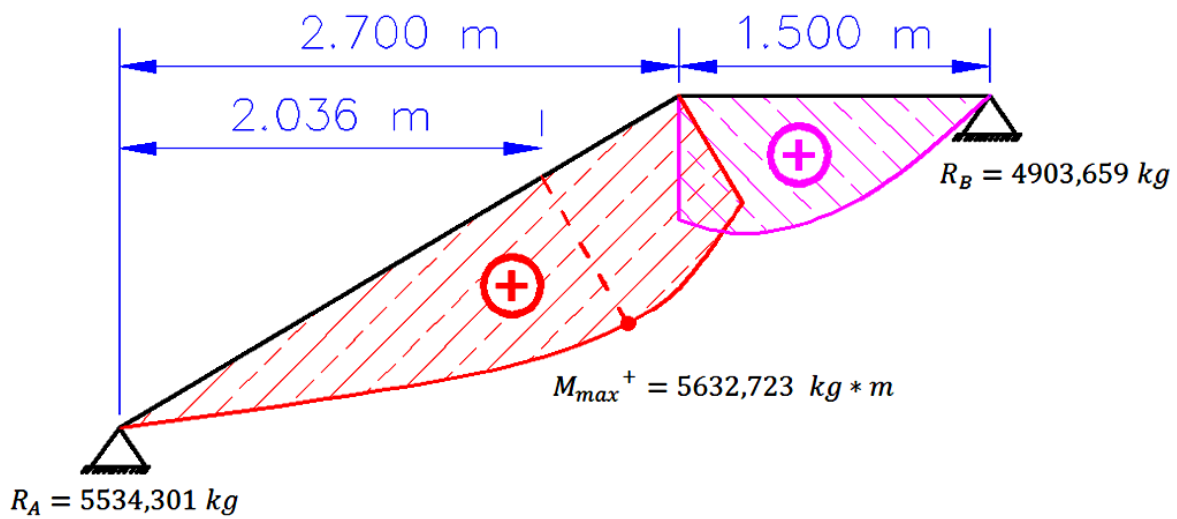


Figura 3.53 Diagrama de momentos de la escalera, como losa plana.



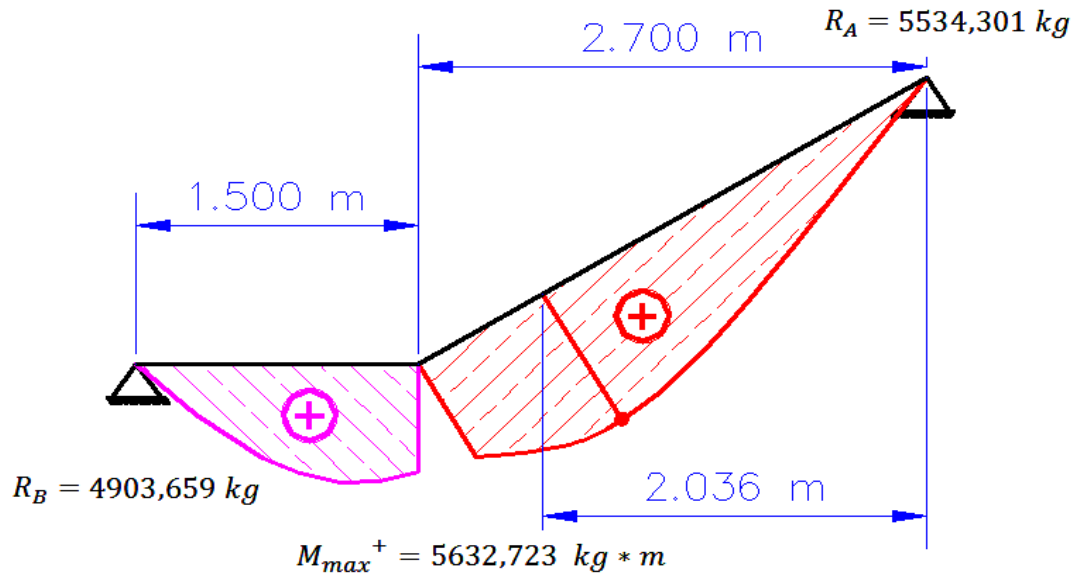


Figura 3.54 Diagrama de momentos de la escalera, esquema real.

- b) Para la armadura negativa.-** Supuesta como un apoyo empotrado y con las cargas de servicio:

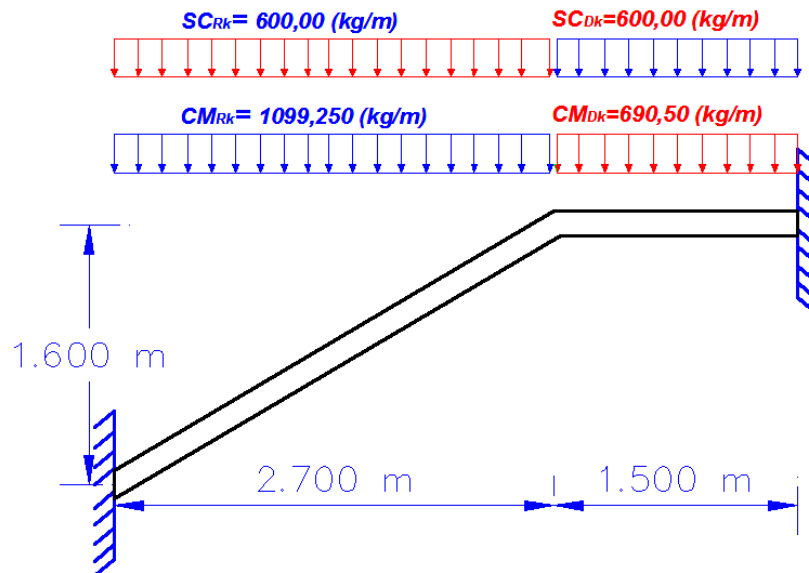


Figura 3.55 Consideración de la escalera para el cálculo de la armadura negativa.

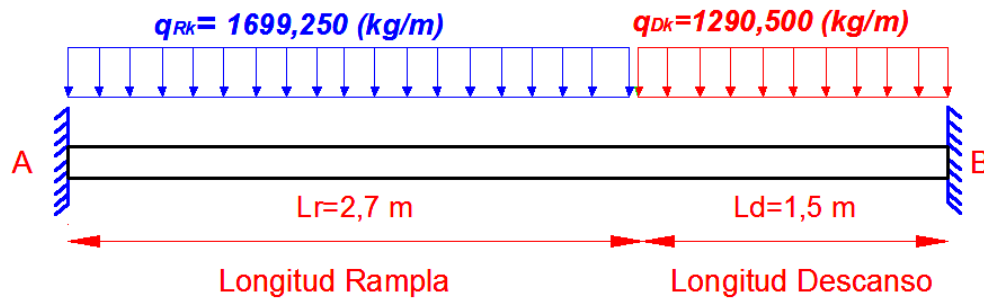
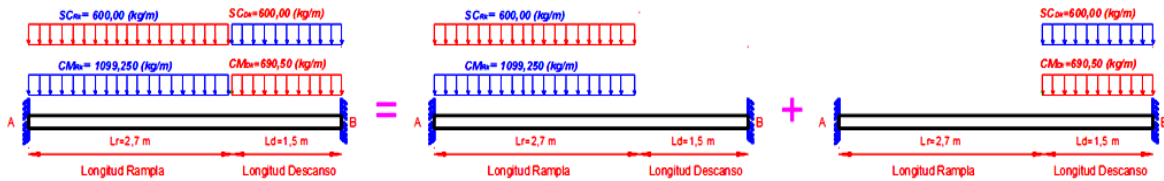


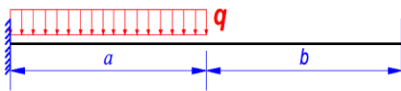
Figura 3.56 Como una losa plana, apoyo empotrado.

Resolviendo se tiene qué, por superposición:



Para el cálculo del momento flector se considerará una redistribución de momentos, bajo la consideración del grado de empotramiento (ε), que nos relaciona los momentos positivos con los negativos, haciendo que este sea igual a la semisuma de los proporcionados por el cálculo para el caso de empotramiento perfecto, de este modo se tiene qué:

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon^+ + \varepsilon^-}{2} = \frac{1/24 + 1/12}{2} = \frac{1}{16}$$



$$R_A = \frac{q * a}{2} * \left(2 - \frac{a^2}{L^2} * \left(2 - \frac{a}{L} \right) \right)$$

$$R_B = \frac{q * a^3}{2 * L^2} * \left(2 - \frac{a}{L} \right)$$

$$M_A^E = \frac{q * a^2}{16} * \left(6 - \frac{a}{L} * \left(8 - 3 * \frac{a}{L} \right) \right)$$

$$M_B^E = - \frac{q * a^3}{16 * L} * \left(4 - 3 * \frac{a}{L} \right)$$

Operando y reemplazando en las ecuaciones, se tiene:

$$R_A = 3504,185 \text{ kg}$$

$$R_B = 3019,540 \text{ kg}$$

$$M_A = 1813,303 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_B = 1670,775 \text{ kg} * \text{m}$$

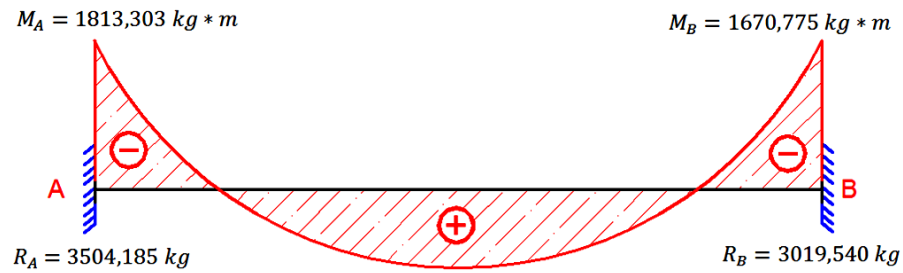


Figura 3.57 Diagrama de momentos de la escalera, como losa plana empotrada.

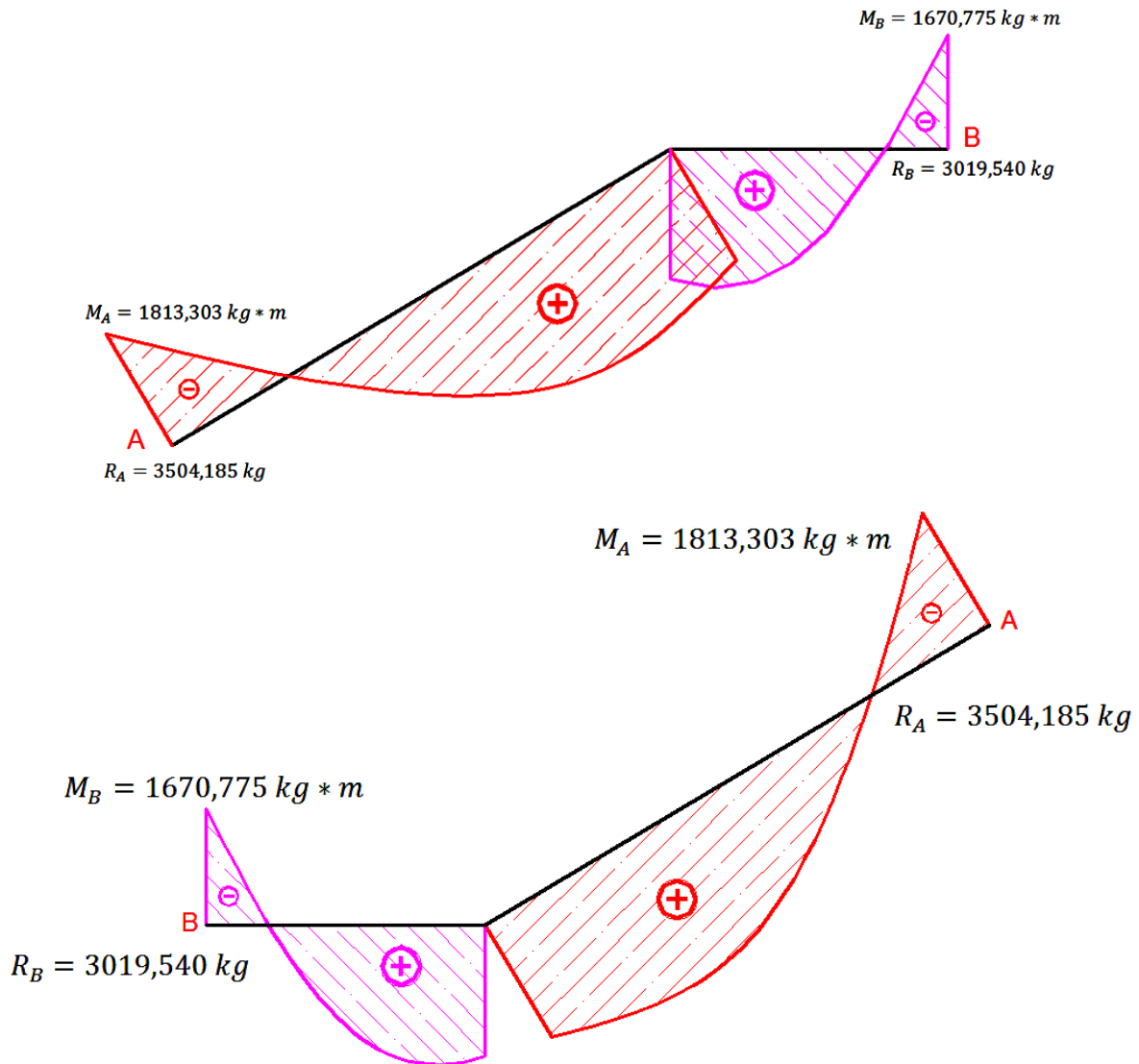


Figura 3.58 Diagrama de momentos de la escalera, caso de empotramiento.

Con todas las consideraciones antes mencionadas se procede a determinar la armadura de la escalera.

Determinación de la armadura longitudinal positiva.- Datos iniciales:

$M_d = 5632,723 \text{ kg} * m$	Momento de cálculo, en agotamiento.
$\omega_{min} = 0,0018$	Cuantía mínima para losas.
$b_w = a = 1,500 \text{ m}$	Ancho de rampa.
$t = 0,150 \text{ m}$	Espesor de la losa.
$r = 0,020 \text{ m}$	Recubrimiento de armadura.
$d = 0,130 \text{ m}$	Canto útil.

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 * b_w * f_{cd}} = 0,137$$

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ El momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, por lo tanto la pieza no necesita armadura de compresión.

Para determinar la armadura en tracción se entra con $\mu_d = 0,137$ tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene $\omega_s = 0,151$, y la armadura necesaria será:

$$A_s = \frac{\omega_s * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = 12,131 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima ($A_{s \text{ min}}$):

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{min} * b_w * h = 4,05 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \text{ min}}$ entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 12,131 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará un diametro de $\emptyset = 10 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \phi 10} = 0,79 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 10}} = 16 \text{ barras}$$

Con un area total de:

$$A_s = 16 * 0,79 = 12,64 \text{ cm}^2$$

Donde:

$$12,640 \text{ cm}^2 > 12,131 \text{ cm}^2 \quad \textbf{Satisfactorio.}$$

Por lo tanto se usarán: 16 Ø 10 mm

Cálculo de la armadura longitudinal negativa.- Datos iniciales:

$M_k = 1813,303 \text{ kg} * m$	Momento característico de diseño, en servicio.
$\omega_{min} = 0,0018$	Cuantía mínima para losas.
$b_w = a = 1,500 \text{ m}$	Ancho de rampa.
$t = 0,150 \text{ m}$	Espesor de losa perpendicularmente.
$r = 0,020 \text{ m}$	Recubrimiento de armadura.
$d = 0,130 \text{ m}$	Canto útil.

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 * b_w * f_{cd}} = 0,0441$$

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ El momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, por lo tanto la pieza no necesita armadura de compresión.

Para determinar la armadura en tracción se entra con $\mu_d = 0,0511$ tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene $\omega_s = 0,0533$, la armadura necesaria es:

$$A_s = \frac{\omega_s * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = 3,984 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima ($A_{s\ min}$):

$$A_{s\ min} = \omega_{min} * b_w * h = 4,050\text{ cm}^2$$

Como: $A_{s\ min} > A_s$ entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 4,050\text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará un diametro de $\emptyset = 8\text{ mm}$ con un área de $A_{s\ \emptyset 8} = 0,50\text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ}\text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s\ \emptyset 8}} = 9\text{ barras}$$

Con un área total de:

$$A_s = 9 * 0,50\text{ cm}^2 = 4,500\text{ cm}^2$$

Donde:

$$4,500\text{ cm}^2 > 4,050\text{ cm}^2 \quad \textbf{Satisfactorio.}$$

Por lo tanto se utilizara: 9 $\emptyset$ 8 mm

Cálculo de la armadura de reparto.- Esta cuantía no será inferior al 20% de la armadura principal, por lo que se tiene lo siguiente:

La armadura longitudinal principal positiva es:

$$A_s = 12,64\text{ cm}^2$$

Considerando el 20% se tiene:

$$A_s = 0.2 * 12,64 = 2,528\text{ cm}^2$$

Para el cálculo del número de barras por metro, se considerará un diametro de $\emptyset = 8\text{ mm}$ con un área de $A_{s\ \emptyset 8} = 0,50\text{ cm}^2$, entonces el número de barras serán:

$$N^{\circ}\text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s\ \emptyset 8}} = 6\text{ barras}$$

Con un área total de:

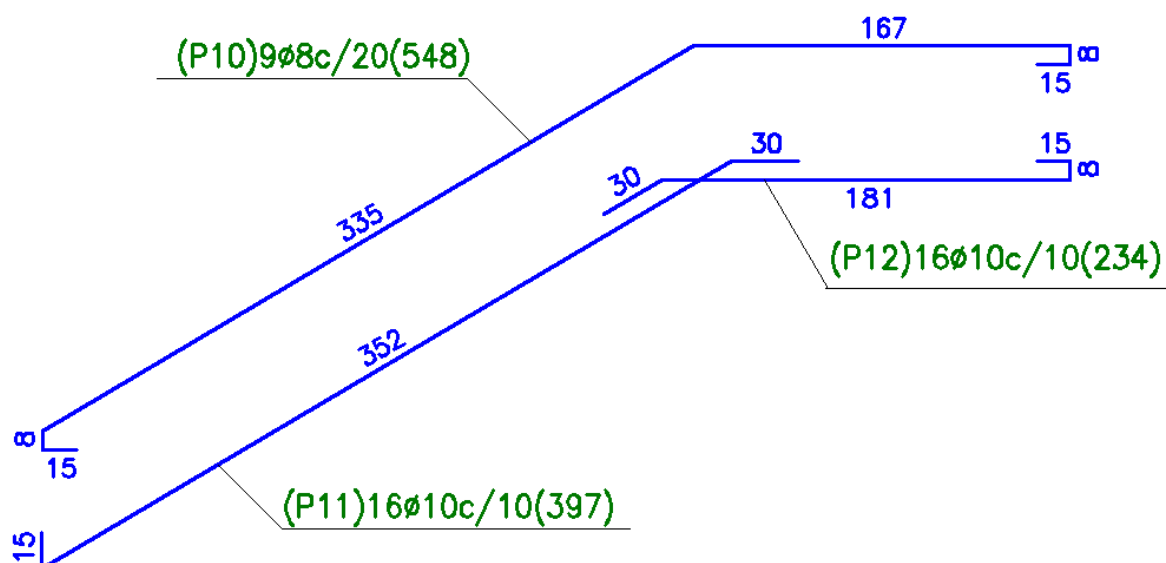
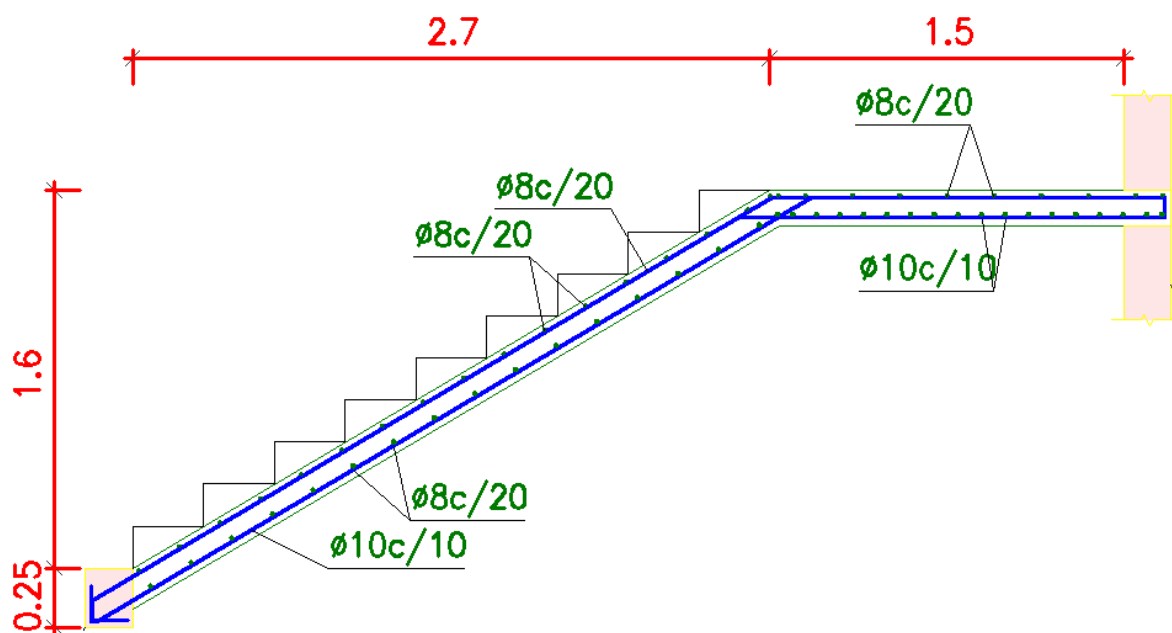
$$A_s = 6 * 0,50\text{ cm}^2 = 3,00\text{ cm}^2$$

Donde:

$$3,00\text{ cm}^2 > 2,28\text{ cm}^2 \quad \textbf{Satisfactorio.}$$

Por lo tanto se utilizara: 6 $\emptyset$ 8 mm

Representación grafica de la disposición de armaduras para la escalera:



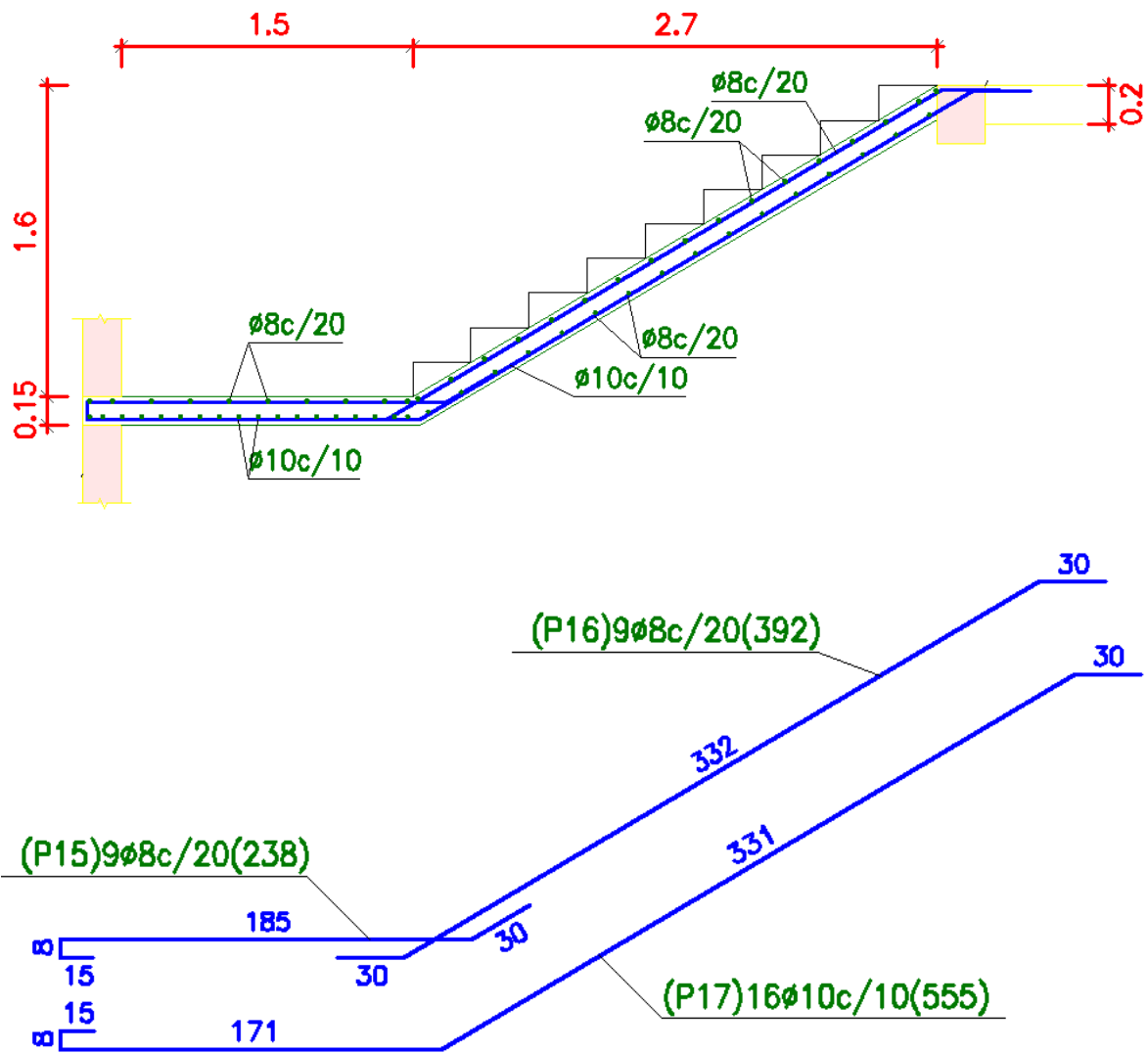


Figura 3.59 Representación gráfica de la escalera.

3.7.2.6 Diseño de la losa alivianada.- La verificación se lo realizará en aquella losa correspondiente al Portico N°3 y Portico N°4 (Véase Figura 3.60).

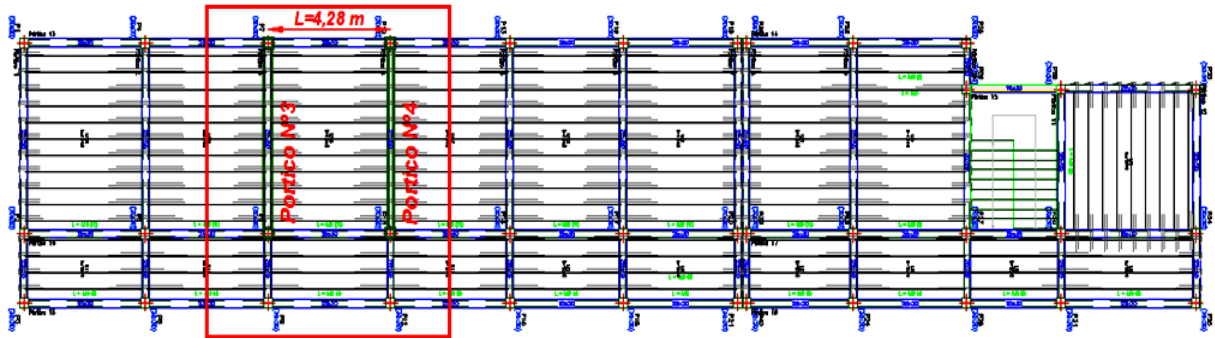


Figura 3.60 Vista en planta de la disposición de viguetas.

La losa alivianada o forjado unidireccional está formada por:

- Viguetas pretensadas.
- Complemento aligerante de Plastoform.
- Losa superior de hormigón.

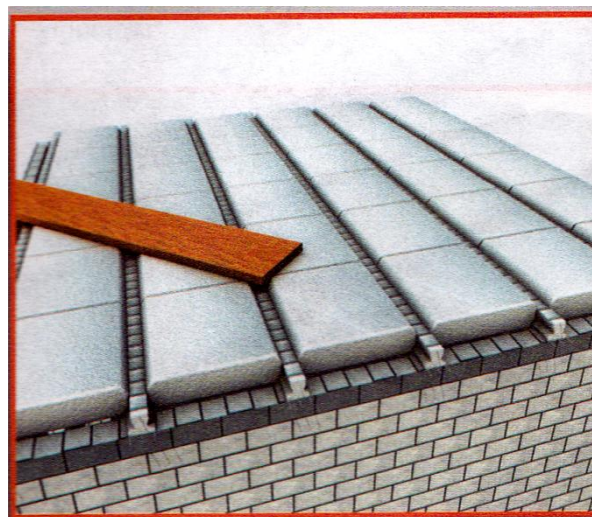


Figura 3.61 Losa alivianada.

- **Hormigón.-** La práctica actual pide una resistencia de 350 a 500 kg/cm² para el concreto presforzado, mientras el valor correspondiente para el concreto reforzado es de 200 a 250 kg/cm² aproximadamente.

Adoptándose las siguientes resistencias características:

$$f'_{cp} = 350 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Hormigón pretensado.}$$

$$f_{ck} = 210 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Hormigón armado.}$$

- **Acero.-** El acero de alta resistencia debe ser capaz de producir preesfuerzo y suministrar la fuerza de tensión en el concreto presforzado.

La tensión de rotura última del acero pretensado (Según la guía de productos: CONCRETEC), es:

$$f_{p\max k} = 18000 \text{ kg/cm}^2$$

Límite elástico característico del acero:

$$f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

- **Luz de cálculo.-** La luz de cálculo de cada tramo de forjado se medirá, entre ejes de los elementos de apoyo.

Las viguetas se dispondrán enfrentadas entre sí y apoyadas en un mínimo de 5 cm.

$$L = 4,3 \text{ m Luz de cálculo para las viguetas pretensadas.}$$

Propiedades geométricas de los materiales:

- **Dimensiones del plastoform.-** 15x46x100 (Según la guía de productos: CONCRETEC).

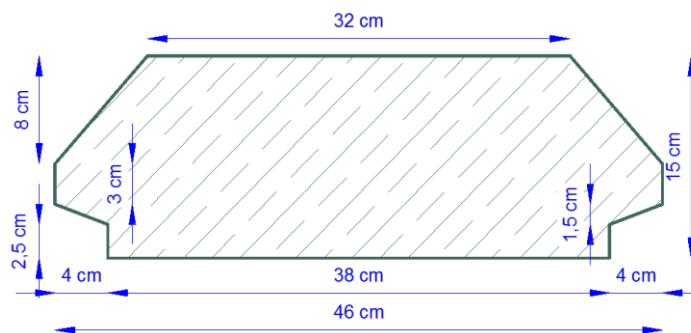


Figura 3.62 Características geométricas del Plastoform.

- **Dimensiones de la vigueta pretensada.-** (Según la guía de productos: CONCRETEC).

Armadura: Variable en función de: Cargas actuantes, espesor de la losa, longitud de viguetas y complementos.

Altura: 12 cm

Ancho: 12 cm

- **Losa superior de hormigón armado.-** Elemento formado por hormigón vertido en obra y armaduras, destinado a repartir las distintas cargas aplicadas sobre el forjado. El espesor mínimo h_0 (Véase Figura 3.63) de la losa superior hormigonada en obra, con pieza aligerante, no deberá ser menor a 50 mm, además cumplirá la siguiente condición:

$$h_0 \geq a/6 \geq 2\text{ cm}$$

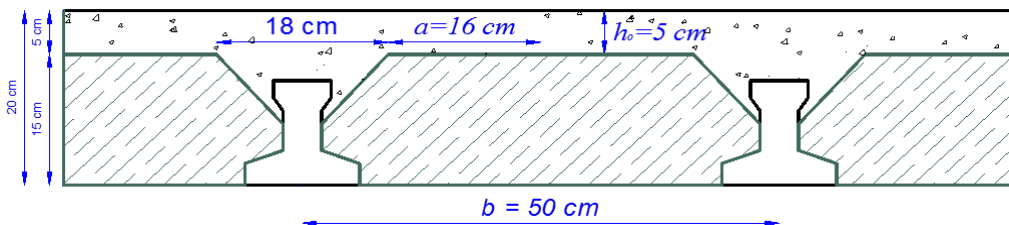


Figura 3.63 Espesor mínimo de la carpeta de hormigón.

$$h_0 \geq 16/6 = 2,667\text{ cm}$$

Finalmente se toma una altura mínima de: $h_0 = 50\text{ mm}$

- **Cálculo del ancho efectivo (b_e).**- En ausencia de una determinación más precisa, se puede asumir que es igual al caso de vigas en T que supone, para las comprobaciones a nivel de sección, que las secciones normales se distribuyen uniformemente en un cierto ancho reducido de las alas llamado ancho efectivo b_e .⁽¹⁰⁾

⁽¹⁰⁾ Instrucción de Hormigón Estructural, EHE-1998: Notación, Secretaría General Técnica del Ministerio de Fomento, Madrid, 1998. Apartado 18.2.1.

De forma aproximada puede suponerse que, en la cabeza de compresión, el ancho efectivo del ala es igual al ancho del nervio más un quinto de la distancia entre puntos de momento nulo, sin sobrepasar la anchura real del ala, de este modo se tiene que:

$$b_e = b_o + \frac{1}{5} * l_o \leq b$$

b_e : Ancho efectivo (cm).

$b_o = 4 \text{ cm}$ Ancho del nervio de la vigueta pretensada.

$l_o = 4,3 \text{ m}$ Luz entre puntos de momentos nulos.

$b = 50 \text{ cm}$ Separación real entre viguetas.

$$b_e = 4 + 1/5 * 428 = 90,00 \text{ cm}$$

Como en ningún caso el ancho efectivo será mayor que la separación real entre viguetas, entonces se tiene que:

$$b_e = 50,00 \text{ cm}$$

- **Cálculo de la relación modular ó coeficiente de equivalencia.-** Los esfuerzos elásticos en una viga compuesta se verán afectados por la diferencia de rigideces de los concretos. Esta diferencia se puede tomar en cuenta en los cálculos usando el concepto de la sección transformada, mediante el cual el concreto colocado in situ de menor calidad puede transformarse en una sección equivalente más pequeña de concreto precolado de más alta calidad. Si se desea transformar del hormigón armado al hormigón pretensado:

$$f_c = \frac{E_c}{E_{cp}} * f_{cp} \quad \rightarrow \quad f_c = n * f_{cp}$$

$f_c; E_c$: Esfuerzo, modulo de deformación del hormigón armado respectivamente.

$f_{cp}; E_{cp}$: Esfuerzo, modulo de deformación del hormigón pretensado respectivamente.

n : Relación modular de los concretos, donde el concreto colocado in situ de menor calidad puede transformarse en una sección equivalente más pequeña de concreto precolado de más alta calidad.

$$n = \frac{E_c}{E_{cp}} = \frac{19000 * \sqrt{f_{ck}}}{19000 * \sqrt{f_{cp}}} = \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{cp}}} = \sqrt{\frac{210}{350}} = 0,775$$

- **Cálculo de las características geométricas:**

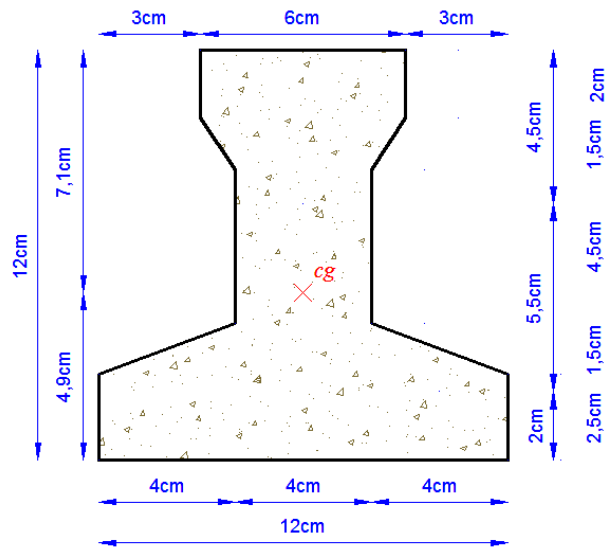


Figura 3.64 Características geométricas de la viga pretensada.

$A_c = 79,50 \text{ cm}^2$	Área de la sección transversal de la viga.
$C_1 = 7,104 \text{ cm}$	Brazo mecánico superior.
$C_2 = 4,896 \text{ cm}$	Brazo mecánico inferior.
$I_{xc} = 1115,456 \text{ cm}^4$	Momento de inercia con respecto del eje x.

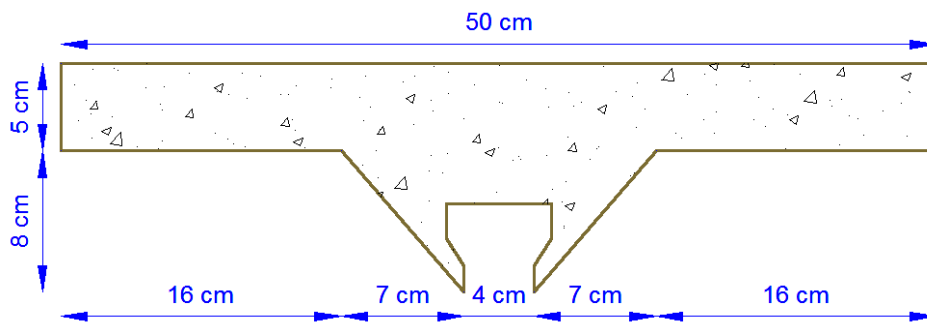


Figura 3.65 Características geométricas de la carpeta de hormigón in situ.

$A_c = 312,50 \text{ cm}^2$	Área de la carpeta de hormigón.
$C_1 = 10,456 \text{ cm}$	Brazo mecánico superior.
$C_2 = 9,542 \text{ cm}$	Brazo mecánico inferior.
$I_{xc} = 1862,591 \text{ cm}^4$	Momento de inercia con respecto del eje x.

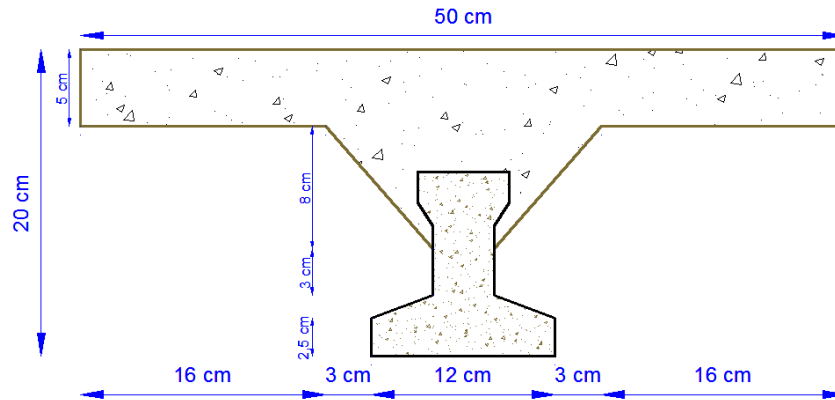


Figura 3.66 Características geométricas de la sección compuesta de la losa.

$A_c = 392,00 \text{ cm}^2$	Área de la sección compuesta.
$C_1 = 5,820 \text{ cm}$	Brazo mecánico superior.
$C_2 = 14,180 \text{ cm}$	Brazo mecánico inferior.
$I_{xc} = 11573,677 \text{ cm}^4$	Momento de inercia con respecto del eje x.

- **Aplicando el coeficiente modular se tienen las siguientes características.-**
Haciéndose que las secciones tomen la forma de una sección en T:

$$I = \frac{b * h^3}{12} \rightarrow b = \frac{I * 12}{h^3}$$

a) Para la vigueta pretensada:

$I_{xc \text{ } f_{cp}=350 \text{ kg/cm}^2} = 1115,456 \text{ cm}^4$ Momento de inercia de la vigueta.

$h = 12 \text{ cm}$ Altura considerada para la vigueta.

$n = 1/0,775 = 1.290$ Coeficiente modular.

$$I_{e \text{ vigueta } f_{ck}=210 \text{ kg/cm}^2} = I_{xc} * n = 1439,298 \text{ cm}^4$$

Operando en la ecuación para secciones rectangulares se tiene que:

$$b_{tr \text{ vigueta } f_{ck}=210 \text{ kg/cm}^2} = 9,995 \text{ cm}$$

$$b_{tr \text{ vigueta } f_{cp}=350 \text{ kg/cm}^2} = 7,746 \text{ cm}$$

b) Para la carpeta de hormigón colado in situ:

$I_{xc\ f_{ck}=210\ kg/cm^2} = 1862,591\ cm^4$ Momento de inercia con respecto del eje x.

$h = 8\ cm$ Altura considerada para que la losa mantenga los 20 cm de espesor.

$n = 0,775$ Coeficiente modular.

$$I_{e\ H^oA^o\ f_{ck}=350\ kg/cm^2} = I_{xc\ f_{ck}=210\ \frac{kg}{cm^2}} * n = 1443,508\ cm^4$$

Para una sección rectangular se tiene que:

$$b_{tr\ carpeta\ f_{cp}=350\ kg/cm^2} = 1443,508 * 12/8^3 = 33,832\ cm$$

$$b_{tr\ carpeta\ f_{ck}=210\ kg/cm^2} = 1862,591 * 12/8^3 = 43,655\ cm$$

c) Finalmente la sección homogeneizada queda de la siguiente manera:

Toda la sección con una resistencia de $f_{ck} = 210\ kg/cm^2$.

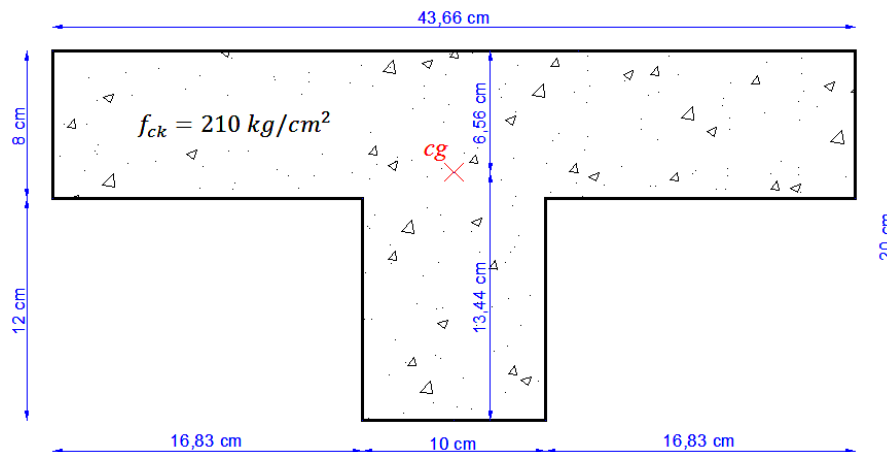


Figura 3.67 Características geométricas de la sección homogeneizada.

$$A_c = 469,280\ cm^2$$

Área de la sección compuesta homogeneizada.

$$C_1 = 6,557\ cm$$

Brazo mecánico superior.

$$C_2 = 13,443\ cm$$

Brazo mecánico inferior.

$$I_{xc} = 12234,296\ cm^4$$

Momento de inercia con respecto del eje x.

Toda la sección con una resistencia de $f_{cp} = 350 \text{ kg/cm}^2$.

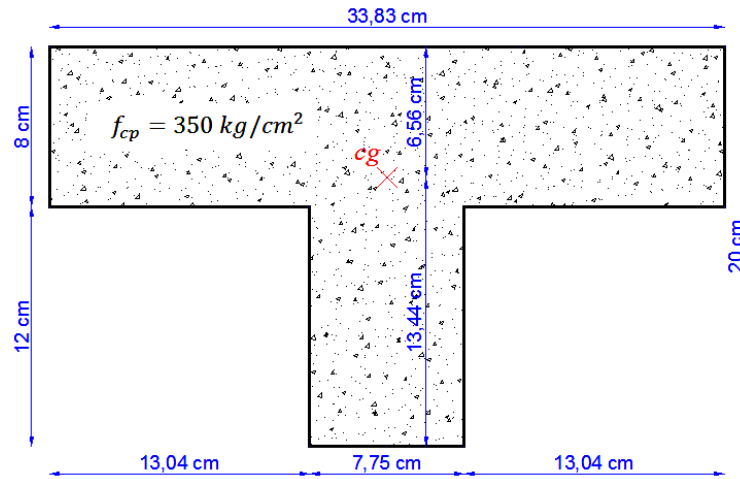


Figura 3.68 Características geométricas de la sección homogeneizada.

$A_c = 363.64 \text{ cm}^2$	Área de la sección compuesta homogeneizada.
$C_1 = 6,557 \text{ cm}$	Brazo mecánico superior.
$C_2 = 13,443 \text{ cm}$	Brazo mecánico inferior.
$I_{xc} = 9480,962 \text{ cm}^4$	Momento de inercia con respecto del eje x.

- **Acciones de cargas considerada sobre la losa aliviada.-** Resumen de cargas consideradas sobre la losa aliviada (del Apartado 3.7.1 del presente proyecto):

$$P_{\text{Carga por entepiso}} = 72 \text{ kg/m}^2$$

$$PP_{\text{Peso propio de la losa}} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$SC_{\text{Sobrecarga viva}} = 300 \text{ kg/m}^2$$

Luz de cálculo de las viguetas pretensadas: $L = 4,30 \text{ m}$

Separación entre viguetas: $b = 0,50 \text{ m}$

Cargas distribuidas linealmente sobre las viguetas:

Carga muerta: $CM = (250 + 72) * 0,50 = 161,00 \text{ kg/m}$

Sobrecarga viva: $SC = 300 * 0,50 = 150,000 \text{ kg/m}$

La carga característica total sobre la vigueta es:

$$q_k = 161,00 + 150,000 = 311,00 \text{ kg/m} \quad \text{Cargas de servicio.}$$

$$q_d = 1,6 * 311,00 = 497,60 \text{ kg/m} \quad \text{Cargas ponderadas.}$$

- **Verificación de la vigueta pretensada.-** Pretensar el hormigón consiste en aplicar una fuerza tal que se produzca en la misma unas tensiones contrarias a las que luego, en servicio, producirán las cargas exteriores. De ahí la palabra pretensado, que significa tensión previa a la puesta de servicio.

La existencia de la fuerza de pretensado obliga a realizar en la pieza de hormigón pretensado algunas comprobaciones tensionales, fundamentalmente en dos instantes: Uno, en el de aplicación de la fuerza de pretensado. Otro en el estado de servicio de las piezas. Esta es una diferencia importante respecto a las piezas de hormigón armado.

Como resultado de ello, el predimensionamiento de la sección debe tener en cuenta tanto estas condiciones tensionales como las de cumplimiento de los estados límites.

Limitación de la fuerza de pretensado inicial.- De acuerdo a la EHE, la fuerza de pretensado inicial, P_o , ha de proporcionar en las armaduras activas una tensión no superior al menor de los límites siguientes:

$$0,75 * f_{p \max k}$$

$$0,90 * f_{pk}$$

$f_{p \max k} = 18000,00 \text{ kg/cm}^2$ Carga unitaria máxima de rotura ó tensión de rotura ultima del acero de pretensado, obtenida de la Guía Técnica de CONCRETEC.

$f_{pk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$: Limite elástico característico del acero.

$$0,75 * f_{p \max k} = 0,75 * 18000 = 13500,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,90 * f_{pk} = 0,90 * 4200 = 3780,00 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto se considera un esfuerzo permisible de tensión en el acero de prefuerzo, cuando se aplique la fuerza del gato, de:

$$f_{ps} = 13500,00 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia a compresión del hormigón a los 7 días.- Resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de la carga inicial o en el momento de aplicar la fuerza a los tendones, a los 7 días de edad el hormigón tendrá una resistencia del 80% de la prevista a los 28 días:

$$f'_{ci} = 0,80 * 350 = 280,00 \text{ kg/cm}^2$$

Calculo del momento máximo que deberá resistir la losa aliviada.- Las viguetas serán calculadas como elementos simplemente apoyados:

$$q = 311,00 \text{ kg/m} \quad \text{Cargas de servicio.}$$

$$L = 4,30 \text{ m} \quad \text{Luz de cálculo para las viguetas pretensadas.}$$

Resolviendo se tiene que:

$$R_A = 668,65 \text{ kg}$$

$$R_B = 668,65 \text{ kg}$$

$$M_d^{(+)} = 71879,875 \text{ kg} * \text{cm}$$

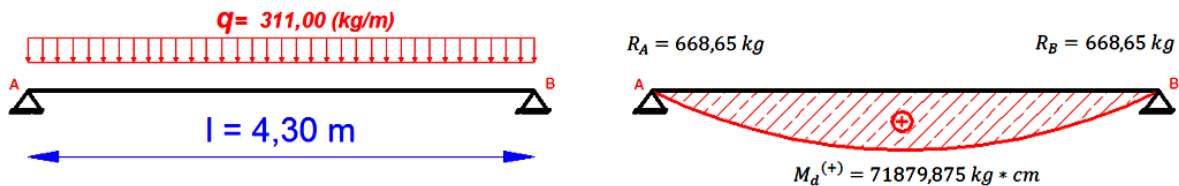


Figura 3.69 Momentos máximos máximo positivo en el centro luz de la viga.

Inecuaciones básicas para el cálculo de los esfuerzos elásticos a flexión en vigas no agrietadas.- Siempre que la viga permanezca sin agrietarse y que tanto el concreto como el acero sean esforzados dentro del límite elástico, los esfuerzos en el concreto pueden

hallarse usando conocidas ecuaciones de la mecánica, basados en el comportamiento elástico. En la práctica actual, estas condiciones se cumplen a menudo hasta el nivel de las cargas de servicio.

Todos los efectos producidos en la estructura se deben analizar mediante el siguiente gráfico el cual muestra el comportamiento de la estructura a lo largo del tiempo.

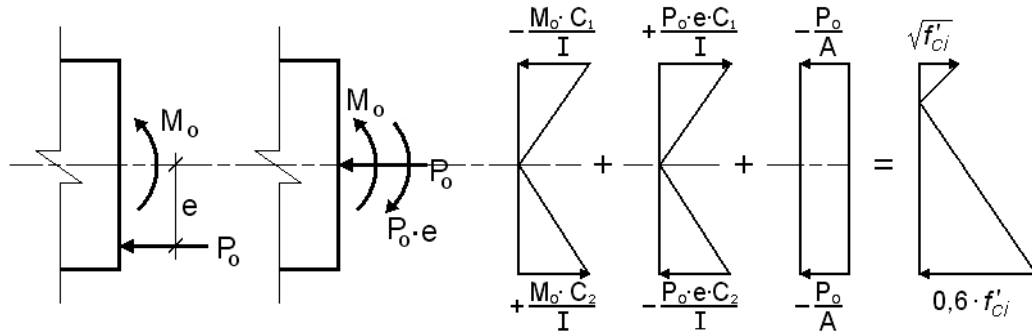


Figura 3.70 Esfuerzos elásticos en una viga presforzada sin agrietar.

El procedimiento adoptado para el diseño del elemento, es el basado en la aproximación de esfuerzos, tan cerca como sea posible, de los esfuerzos límites, bajo los estados de carga que controlan el diseño.

Las tensiones en las fibras superior e inferior de la viga serán calculadas mediante las siguientes inequaciones de condición, donde los esfuerzos de compresión son de signo negativo:

$t = 0$

$$f_{10} = -\frac{M_0 * C_{10}}{I_0} + \frac{(\alpha * P_0 * e_0) * C_{10}}{I_0} - \frac{\alpha * P_0}{A_0} \leq f_{ti}$$

$$f_{20} = \frac{M_0 * C_{20}}{I_0} - \frac{(\alpha * P_0 * e_0) * C_{20}}{I_0} - \frac{\alpha * P_0}{A_0} \geq f_{ci}$$

$t = \infty$

$$f_{1\infty} = -\frac{M_T * C_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{(\beta * P_0 * e_\infty) * C_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{\beta * P_0}{A_\infty} \geq f_{cf}$$

$$f_{2\infty} = \frac{M_T * C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{(\beta * P_0 * e_\infty) * C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{\beta * P_0}{A_\infty} \leq f_{tf}$$

Donde:

- M_0 : Momento debido a peso propio de la vigueta (estado inicial) ($kg * cm$).
- M_T : Momento debido a la totalidad de las cargas ($kg * cm$).
- C_1 : Brazo mecánico superior (cm).
- C_2 : Brazo mecánico inferior (cm).
- I_c : Momento de inercia en la sección con respecto al eje que pasa por el centro de gravedad de la sección cg , (cm^4).
- A_c : Área de la sección de concreto que resiste la transferencia de cortante (cm^2).
- P_0 : Fuerza de pretensado inicial (kg).
- e : Excentricidad máxima de los cables de pretensado con respecto al cg (cm).
- α : Factor de pérdidas que reduce la fuerza de pretensado a corto plazo.
- β : Factor de pérdidas que reduce la fuerza de pretensado a largo plazo.
- f_{ti} : Esfuerzo de tensión permisible inmediatamente después de la transferencia (kg/cm^2).
- f_{ci} : Esfuerzo de compresión permisible inmediatamente después de la transferencia.
- f_{cf} : Esfuerzo de compresión permisible bajo carga de servicio, después de todas las pérdidas.
- f_{tf} : Esfuerzo de tensión permisible bajo carga de servicio, después de todas las pérdidas (kg/cm^2).
- f'_c : Resistencia a la compresión especificada del hormigón a utilizar en el diseño (kg/cm^2).
- f'_{ci} : Resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de la carga inicial ó pretensado (kg/cm^2).

En general estas ecuaciones generan un polígono solución de la fuerza de pretensado, la misma que deberá satisfacer las cuatro inecuaciones antes mencionadas.

Esfuerzos permisibles del hormigón.- La normativa norteamericana ACI, muy distinta a la europea en este tema en concreto, es del máximo interés al estar basado en una intensa experimentación y en una larga experiencia de uso. Las limitaciones sugeridas són:

$$f_{ti} = 0,8 * \sqrt{f'_{ci}} = 0,8 * \sqrt{280} = 13,387 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ci} = -0,6 * f'_{ci} = 0,6 * 280 = -168,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cf} = -0,45 * f'_c = -0,45 * 350 = -157,500 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{tf} = 1,6 * \sqrt{f'_c} = 1,6 * \sqrt{350} = 29,933 \text{ kg/cm}^2$$

Consideraciones de las inecuaciones de condición:

- Se define una sección de la vigueta (Verse figura 3.64; según guía de productos CONCRETEC) y con el hormigón colado in situ la sección compuesta (Verse figura 3.66), para luego determinan sus características geométricas.
- Se asume inicialmente la cantidad de armadura a usar, y de esta se comienza a realizar un proceso iterativo hasta hallar la sección optima y la fuerza de pretensado. Determinándose de este modo la siguiente sección:

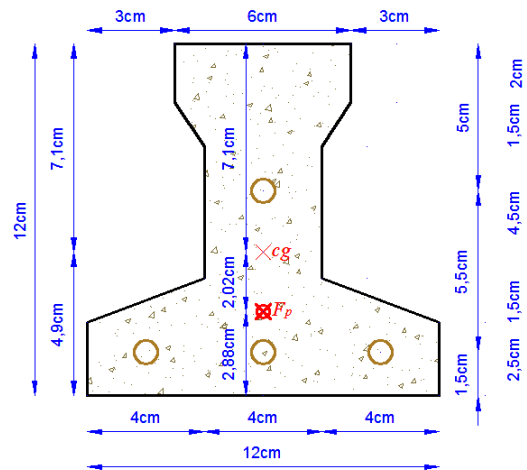


Figura 3.71 Punto de aplicación de la fuerza de pretensado (F_p) con respecto al cg.

$$y_{cp} = \frac{\sum A_i * d}{\sum A_i} = \frac{0,126 * 3 * 1,5 + 0,126 * (1,5 + 5,5)}{0,126 * 4}$$

$$y_{cp} = 2,875 \text{ cm}$$

- El momento M_0 provocado por el peso propio de la vigueta:

$$\gamma_{H^oA^o} = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$A_{\text{vigüeta}} = 79,50 \text{ cm}^2$$

$$q = \gamma_{H^oA^o} * A_{\text{vigüeta}} = 0,199 \text{ kg/cm}$$

$$l = 430 \text{ cm}$$

$$M_0 = q * l^2 / 8 = 4593,609 \text{ kg * cm}$$

- El momento para el cual se diseñan las vigüetas, una vez puesta en servicio es:

$$M_d = 71879,875 \text{ kg * cm} \text{ Incluye el peso propio del elemento (Figura 3.69).}$$

1) Verificación de las inecuaciones de condición cuando solo actúan las tensiones producidas por el peso propio y la fuerza de pretensado:

Propiedades geométricas de la vigüeta pretensada (Figura 3.71):

$$A_c = 79,50 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la sección transversal de la vigüeta.}$$

$$C_1 = 7,104 \text{ cm} \quad \text{Brazo mecánico superior.}$$

$$C_2 = 4,896 \text{ cm} \quad \text{Brazo mecánico inferior.}$$

$$I_{xc} = 1115,456 \text{ cm}^4 \quad \text{Momento de inercia con respecto del eje x.}$$

$$\alpha = 0,95 \quad \text{Factor de pérdidas que reduce la fuerza de pretensado a corto plazo.}$$

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Resistencia característica del H°P° a los 28 días.}$$

$$e_0 = 4,896 - 2,875 = 2,021 \text{ cm} \quad \text{Excentricidad desde el eje neutro de la vigüeta al punto de aplicación de la fuerza de pretensado.}$$

Resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de la carga inicial o en el momento de aplicar la fuerza a los tendones, a los 7 días de edad:

$$f'_{ci} = 0,80 * 350 = 280,00 \text{ kg/cm}^2$$

Realizando operación y reemplazando en las inecuaciones se tiene que:

$$t = 0$$

$$P_0 \leq \frac{1}{\alpha} * \left(\frac{I_0 * A_0}{A_0 * e_0 * C_{10} - I_0} \right) * \left(0,8 * \sqrt{f'_{ci}} + \frac{M_0 * C_{10}}{I_0} \right) \quad I$$

$$P_0 \leq 152904,92 \text{ kg} \quad I$$

$$P_0 \leq \frac{1}{\alpha} * \left(\frac{I_0 * A_0}{A_0 * e_0 * C_{20} + I_0} \right) * \left(0,6 * f'_{ci} + \frac{M_0 * C_{20}}{I_0} \right) \quad II$$

$$P_0 \leq 9233,592 \text{ kg} \quad II$$

Cumpléndose que:

$$f_{10} = f_{ti} \quad 13,386 = 13,386 \quad \text{Satisfactorio.}$$

$$f_{20} = f_{ci} \quad 168,00 \leq 168,00 \quad \text{Satisfactorio.}$$

2) Verificación de las inecuaciones en la situación de servicio:

Propiedades geométricas de la sección compuesta homogeneizada (Verse Figura 3.68):

$A_c = 363.64 \text{ cm}^2$	Área de la sección compuesta homogeneizada.
$C_1 = 6,557 \text{ cm}$	Brazo mecánico superior.
$C_2 = 13,443 \text{ cm}$	Brazo mecánico inferior.
$I_{xc} = 9480,962 \text{ cm}^4$	Momento de inercia con respecto del eje x.
$h_f = 8,00 \text{ cm}$	Altura de la carpeta de compresión.
$\beta = 0,85$	Factor de pérdidas a largo plazo.
$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia característica de compresión a los 28 días.
$e_\infty = 13,443 - 2,875 = 10,568 \text{ cm}$ Excentricidad desde el eje neutro de la sección compuesta al punto de aplicación de la fuerza de pretensado.	

Reemplazando y realizando operación en las inecuaciones de la etapa de tiempo infinito, se tiene que:

$$t = \infty$$

$$P_0 \geq \left(\frac{I_{\infty} * A_{\infty}}{\beta * (A_{\infty} * e_{\infty} * C_{1\infty} - I_{\infty})} \right) * \left(\frac{M_T * C_{1\infty}}{I_{\infty}} - 0,45 * f'_c \right) \quad III$$

$$P_0 \geq -27816,319 \text{ kg} \quad III$$

$$P_0 \geq \left(\frac{I_{\infty} * A_{\infty}}{\beta * (A_{\infty} * e_{\infty} * C_{2\infty} + I_{\infty})} \right) * \left(\frac{M_T * C_{2\infty}}{I_{\infty}} - 1,6 * \sqrt{f'_c} \right) \quad IV$$

$$P_0 \geq 4775,384 \text{ kg} \quad IV$$

Cumpléndose que:

$$f_{1\infty} = f_{cf} \quad -157,50 \geq -157,50$$

$$f_{2\infty} = f_{tf} \quad 29,93 \leq 29,93$$

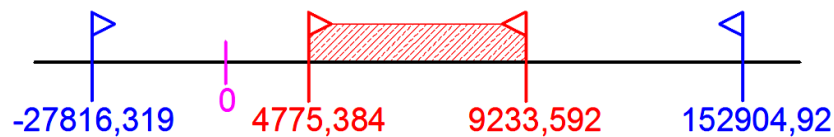
3) Dando el siguiente conjunto solución para la fuerza de pretensado:

$$P_{0I} \leq 152904,92 \text{ kg}$$

$$P_{0II} \leq 9233,592 \text{ kg}$$

$$P_{0III} \geq -27816,319 \text{ kg}$$

$$P_{0IV} \geq 4775,384 \text{ kg}$$



4) Verificación de la fuerza de pretensado.- Se verificara la fuerza de pretensado inicial:

$$P_o = f_{ps} * A_{ps}$$

$$f_{pu} = 18000,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ps} = 0,75 * f_{pu} = 0,75 * 18000,00 = 13500,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{ps (\phi 4 \text{ mm})} = 0,126 \text{ cm}^2$$

$$n_{\phi 4 \text{ mm}} = 4 \quad \text{Numero de cables a usar de } \phi 4 \text{ mm}.$$

$$A_{ps} = A_{ps (\phi 4 \text{ mm})} * n_{\phi 4 \text{ mm}} = 0,504 \text{ cm}^2$$

$$P_o = 13500,00 * 0,504 = 6804,00 \text{ kg}$$

Por lo tanto se verifica que la fuerza de pretensado esta dentro del conjunto solución:

$$P_{oIV} \leq P_o \leq P_{oI}$$

$$4775,384 \leq 6804,00 \leq 9233,592 \quad \text{Satisfactorio.}$$

5) Verificación de la armadura.- Bajo el mismo análisis que se realiza para secciones en T sometidas a flexión simple (Verse Figura 3,68).

$$I) \quad 0 = 0,85 * f'_{ci} * b_e * y - A_s * f_{ps}$$

$$II) \quad M_d = 0,85 * f'_{ci} * b_e * y * (d - 0,5 * y)$$

La segunda es una ecuación de segundo grado en y, que permite obtener la profundidad de la fibra neutra, tras lo cual la primera nos permite calcular la armadura.

$$M_d = 71879,875 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$f'_{ci} = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pu} = 18000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{ps} = 0,75 * f_{pu} = 13500,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 20 - 2,875 = 17,125 \text{ cm}$$

$$b_e = 33,83 \text{ cm}$$

$$71879,875 = 0,85 * 280 * 33,83 * y * (17,125 - 0,5 * y)$$

$$y_1 = 0,529 \text{ cm} \quad y_2 = 33,721 \text{ cm}$$

La profundidad del bloque de compresión es:

$$y = 0,529 \text{ cm}$$

Operando en la primera ecuación se tiene que:

$$0 = 0,85 * 280 * 33,83 * 0,529 - A_s * 13500,00$$

$$A_s = 0,316 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tiene que:

$$A_{ps} > A_s \quad 0,504 > 0,316 \quad \text{Satisfactorio.}$$

- 6) **Cálculo del momento flector último.-** Una expresión que da una buena aproximación en piezas pretensadas para la estimación del momento flector último es la siguiente:

$$M_u = 0,90 * d * A_p * f_{ps}$$

M_u : Momento flector último de agotamiento de la pieza en flexión.

$d = 17,125 \text{ cm}$ Distancia de la fibra superior al centro de gravedad de la armadura.

$A_p = 0,504 \text{ cm}^2$ Área de la armadura de pretensado.

$f_{ps} = 13500,00 \text{ kg/cm}^2$ Tensión del acero de pretensado.

$$M_u = 0,90 * 17,125 * 0,504 * 13500 = 104866,65 \text{ kg} * \text{cm}$$

Donde:

$$M_u > M_d$$

$$104866,65 > 71879,875 \quad \text{Satisfactorio.}$$

- 7) **Cálculo de las pérdidas de la fuerza de pretensado.**- Se las calcula con la finalidad de concluir con que las consideraciones hechas anteriormente sobre las perdidas hayan sido las correctas. Se calculan las perdidas instantáneas y diferidas.⁽¹¹⁾

La fuerza de pretensado, tras la transferencia, será igual a la inicial menos la suma de las pérdidas originadas por:

- a) **El acortamiento elástico del hormigón (ΔP_1).**- Cuando las tensiones de compresión al nivel del baricentro de la armadura activa en fase de tesado sean apreciables, el valor de estas pérdidas, ΔP_1 , se podrá calcular, mediante la expresión:

$$\Delta P_1 = m_p * A_p * \sigma_{cp}$$

$A_p = 0,504 \text{ cm}^2$ Área total de la armadura activa.

$A_c = 79,50 \text{ cm}^2$ Área transversal de la vigueta pretensada.

$I_{xc} = 1115,456 \text{ cm}^4$ Momento de inercia de la vigueta pretensada.

$E_p = 1950000 \text{ kg/cm}^2$ Módulo de deformación longitudinal de las armaduras activas.

$E'_{ci} = 19000 * \sqrt{(350 * 0.8)} = 317930,810 \text{ kg/cm}^2$ Módulo de deformación longitudinal del hormigón para la edad de 7 días, correspondiente al momento de la puesta en carga de las armaduras activas.

$m_p = E_p / E'_{ci} = 6,133$ Coeficiente de equivalencia.

$P_o = 6804,00 \text{ kg}$ Tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia.

$e = 2,021 \text{ cm}$ Excentricidad de cálculo (verse Figura 3.74).

$M_o = 4593,609 \text{ kg} * \text{cm}$ Momento debido al peso propio del elemento (vigueta).

σ_{cp} : Tensión de compresión, a nivel del centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza de pretensado y los esfuerzos debidos a las acciones actuantes en el momento del tesado.

$$r^2 = I_c / A_c = 1115.456 / 79,5 = 14,031 \text{ cm}^2$$

⁽¹¹⁾ J. Calavera “Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado”. Capítulo 29.

$$\sigma_{cp} = -\frac{P_o}{A_c} * \left(1 + \frac{e^2}{r^2}\right) + \frac{M_o * e}{I_c} = -\frac{6804,00}{79,50} * \left(1 + \frac{2,021^2}{14,031}\right) + \frac{4593,609 * 2,021}{1115,456}$$

$$\sigma_{cp} = -102,181 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta P_1 = m_p * A_p * \sigma_{cp} = 6,133 * 0,504 * 102,181 = 315,865 \text{ kg}$$

$$\Delta P_1 = 315,865 \text{ kg}$$

$$\Delta P_1 = 4,642\%$$

Quedando la fuerza de pretensado de la siguiente manera:

$$P_t = P_o - \Delta P_1 = 6804,00 - 315,865 = 6488,135 \text{ kg}$$

En las piezas, las tensiones finales que se requieren para el análisis de los forjados en Estados de Límite Último y de Servicio incluirán, además, las pérdidas por:

- a) La relajación de la armadura activa posterior a la transferencia.
- b) La retracción del hormigón posterior a la transferencia.
- c) La fluencia del hormigón.

Una formula, frecuentemente utilizada, que proporciona la pérdida conjunta de fuerza, debida a los tres fenómenos mencionados pueden evaluarse de forma aproximada de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\Delta P_{dif} = \frac{m_p * \varphi(t, t_0) * \sigma_{cp} + E_p * \varepsilon_{cs}(t, t_0) + 0,80 * \Delta \sigma_{pr}}{1 - m_p * \frac{A_p}{A_c} * \left(1 + \frac{A_c * y_c^2}{I_c}\right) * (1 + \chi * \varphi(t, t_0))} * A_p$$

$y_c = y_{2\infty} - r = 13,443 - 2,875 = 10,568 \text{ cm}$: Distancia del centro de gravedad de las armaduras activas al centro de gravedad de la sección.

$A_c = 363.64 \text{ cm}^2$ Área de la sección compuesta homogeneizada (Verse Figura 3.68).

$I_{xc} = 9480,962 \text{ cm}^4$ Momento de inercia (Verse Figura 3.68).

χ : Coeficiente de envejecimiento. Simplificadamente, y para evaluación a tiempo infinito, podrá adoptarse $\chi = 0,80$.

Las pérdidas diferidas se las calculara en dos periodos:

- Desde el momento de transferencia de la tensión del cable ($t = 7$ días) hasta la colocación a la obra ($t = 100$ días).
- Desde $t = 100$ días hasta el plazo infinito.

Cálculo de las pérdidas diferidas desde el momento de transferencia de la tensión del cable ($t = 7$ días) hasta la colocación a la obra ($t = 100$ días). $(t, t_0) = (100, 7)$:

$E'_{ci} = 19000 * \sqrt{(350 * 0.8)} = 317930,810 \text{ kg/cm}^2$ Módulo de deformación longitudinal del hormigón para la edad de 7 días.

$E_c = 19000 * \sqrt{350} = 355457,452 \text{ kg/cm}^2$ Módulo de deformación longitudinal del hormigón para la edad de 28 días.

$m_p = E_p/E_c = 1950000/19000 * \sqrt{350} = 5,486$ Coeficiente de equivalencia.

Cálculo del coeficiente de fluencia debida a una temperatura de $T=20^\circ\text{C}$ y una humedad relativa del 80%, mediante la expresión:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0)$$

Donde:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{ck} + 8}} = \frac{16,8}{\sqrt{35 + 8}} = 2,562$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + (t_0)^{0,2}} = \frac{1}{0,1 + (7)^{0,2}} = 0,635 \text{ cm}$$

$$e_f = \frac{2 * A}{u} = \frac{2 * 363,64}{33,83} = 21,498 \text{ cm}$$

$$\varphi_{HR} = 1 + \frac{100 - HR}{9,9 * e_f^{1/3}} = 1 + \frac{100 - 80}{9,9 * 214,98^{1/3}} = 1,337$$

$$\varphi_0 = \varphi_{HR} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) = 1,337 * 2,562 * 0,635 = 2,174$$

$$\beta_H = 150 * \left\{ 1 + \left[1,2 * \frac{HR}{100} \right]^{18} \right\} * \frac{e_f}{100} + 250 \leq 1500$$

$$\beta_H = 150 * \left\{ 1 + \left[1,2 * \frac{80}{100} \right]^{18} \right\} * \frac{214,98}{100} + 250 = 727,129$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[\frac{(100 - 7)}{727,129 + (100 - 7)} \right]^{0,3} = 0,521$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0) = 2,174 * 0,521 = 1,132$$

Cálculo del acortamiento total por retracción $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$, para $T=20^\circ$, puede estimarse a partir de la expresión:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_r) = \varepsilon_{cs,0} * \beta_s(t - t_r)$$

Donde:

$\varepsilon_{cs,0}$: Coeficiente base de retracción.

$\beta_s(t - t_r)$: Coeficiente de desarrollo de la retracción en el tiempo.

t : Edad del hormigón en el momento para el que se calcula la retracción.

t_r : Edad a la que comienza la retracción (normalmente $t_r \approx 1 \text{ día}$, pues los carados de tipo habitual a temperatura ambiente, no afectan apreciablemente al valor de la retracción).

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = [570 - 5 * f_{cm}] * 10^{-6} = [570 - 5 * (35 + 8)] * 10^{-6} = 355 * 10^{-6}$$

$$\beta_{HR} = -1,55 * \left[1 - \left(\frac{HR}{100} \right)^3 \right] = -1,55 * \left[1 - \left(\frac{80}{100} \right)^3 \right] = -0,756$$

$$\varepsilon_{cs,0} = \varepsilon_s(f_{cm}) * \beta_{HR} = 355 * 10^{-6} * 0,756 = 268,52 * 10^{-6}$$

$$\beta_s(t - t_r) = \left[\frac{(t - t_r)}{0,035 * e_f^2 + t - t_r} \right]^{0,5} = \left[\frac{(100 - 7)}{0,035 * 214,98^2 + 100 - 7} \right]^{0,5} = 0,233$$

Y por tanto:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_r) = \varepsilon_{cs,0} * \beta_s(t - t_r) = 268,52 * 10^{-6} * 0,233 = 626,108 * 10^{-6}$$

Cálculo de la pérdida de tensión por relajación $\Delta\sigma_{pr}$ al cabo del tiempo t .- De acuerdo a la siguiente figura se puede obtener la perdida por relajación del acero:⁽¹¹⁾

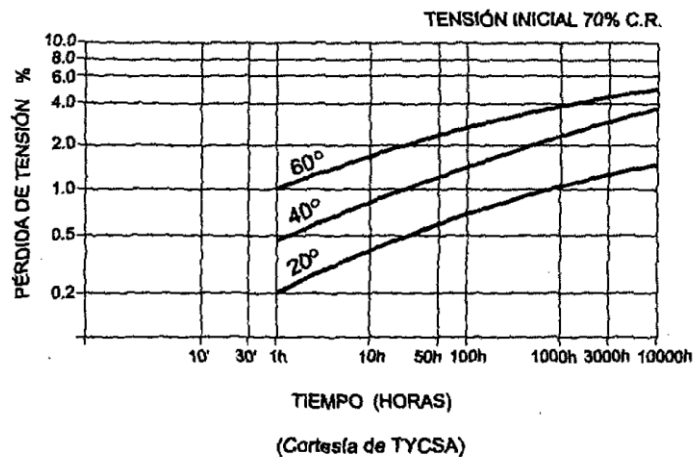


Figura 3.72 Cálculo del relajamiento del alambre $\Delta\sigma_{pr}$.

Con una temperatura de $T=20^\circ$ y para 100 días se tiene que:

$$\Delta\sigma_{pr \text{ 100 dias}} = 1,2 \%$$

$$\sigma_o = \frac{P_t}{A_p} = \frac{6488,135}{0,504} = 12873,283 \frac{kg}{cm^2} = 1287,3283 N/mm^2$$

$$\Delta\sigma_{pr \text{ 100 dias}} = 0,012 * 12873,283 = 154,479 kg/cm^2$$

⁽¹¹⁾ J. Calavera “Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado”. Capitulo 32 Figura 32.20

σ_{cp} : Tensión de compresión, a nivel del centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza de pretensado y los esfuerzos debidos a las acciones actuantes (Figura 3.68).

$$r^2 = I_c / A_c = 9480,962 / 363.64 = 26,072 \text{ cm}^2$$

$$P_t = 6488,135 \text{ kg}$$

$$e_{\infty} = 10,568 \text{ cm}$$

$$M_d = 71879,875 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$\sigma_{cp} = -\frac{P_t}{A_c} * \left(1 + \frac{e_{\infty}^2}{r^2}\right) + \frac{M_d * e_{\infty}}{I_c}$$

$$\sigma_{cp} = -\frac{6488,135}{363.64} * \left(1 + \frac{10,568^2}{26,072}\right) + \frac{71879,875 * 10,568}{9480,962} = -14,149 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Finalmente la pérdida diferida en el periodo (100,7), es:

$$\Delta P_{dif} = 344,118 \text{ kg}$$

$$\Delta P_{dif(100,7)} = 5,058\% \text{ de } P_o.$$

Cálculo de las pérdidas diferidas desde la colocación en la obra (t = 100 días) hasta plazo infinito (t, t₀) = (∞, 100): (HR=50%)

Cálculo del coeficiente de fluencia debida a una temperatura de T=20°C y una humedad relativa del 50%, mediante la expresión:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * [\beta_c(\infty - t_0) - \beta_c(100 - t_0)]$$

Donde:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{ck} + 8}} = \frac{16,8}{\sqrt{35 + 8}} = 2,562$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + (t_0)^{0,2}} = \frac{1}{0,1 + (7)^{0,2}} = 0,635 \text{ cm}$$

$$e_f = \frac{2 * A}{u} = \frac{2 * 363,64}{33,83} = 21,498 \text{ cm}$$

$$\varphi_{HR} = 1 + \frac{100 - HR}{9,9 * e_f^{1/3}} = 1 + \frac{100 - 50}{9,9 * 214,98^{1/3}} = 1,843$$

$$\varphi_0 = \varphi_{HR} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) = 1,843 * 2,562 * 0,635 = 2,999$$

$$\beta_H = 150 * \left\{ 1 + \left[1,2 * \frac{HR}{100} \right]^{18} \right\} * \frac{e_f}{100} + 250 \leq 1500$$

$$\beta_H = 150 * \left\{ 1 + \left[1,2 * \frac{50}{100} \right]^{18} \right\} * \frac{214,98}{100} + 250 = 572,503$$

$$\beta_c(\infty, t_0) = 1$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[\frac{(100 - 7)}{572,503 + (100 - 7)} \right]^{0,3} = 0,554$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * [\beta_c(\infty - t_0) - \beta_c(100 - t_0)] = 2,999 * [1 - 0,554] = 1,336$$

Cálculo del acortamiento total por retracción $\varepsilon_{cs}(\infty, t)$, para $T=20^\circ$ y $HR=50\%$, puede estimarse a partir de la expresión:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_r) = \varepsilon_{cs,0} * [\beta_s(\infty - t_0) - \beta_s(100 - t_0)]$$

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = [570 - 5 * f_{cm}] * 10^{-6} = [570 - 5 * (35 + 8)] * 10^{-6} = 355 * 10^{-6}$$

$$\beta_{HR} = -1,55 * \left[1 - \left(\frac{HR}{100} \right)^3 \right] = -1,55 * \left[1 - \left(\frac{50}{100} \right)^3 \right] = -1,356$$

$$\varepsilon_{cs,0} = \varepsilon_s(f_{cm}) * \beta_{HR} = 355 * 10^{-6} * 1,356 = 481,38 * 10^{-6}$$

$$\beta_s(t - t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{0,035 * e_f^2 + t - t_0} \right]^{0,5} = \left[\frac{(100 - 7)}{0,035 * 214,98^2 + 100 - 7} \right]^{0,5} = 0,233$$

Y por tanto:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_r) = \varepsilon_{cs,0} * [1 - \beta_s(100 - t_0)] = 481,38 * 10^{-6} * [1 - 0,233] = 369,206 * 10^{-6}$$

Cálculo de la pérdida de tensión por relajación $\Delta\sigma_{pr}$ al cabo del tiempo (∞, t) .- De acuerdo con la Figura 3.72 se puede obtener la perdida por relajación del acero.

Con una temperatura de $T=20^\circ$, se tiene que:

$$\sigma_{pr} \text{ para } t = \infty(10000 \text{ hrs}) = 1,7 \%$$

$$\sigma_{pr} \text{ para } t = 100 \text{ dias } (2400 \text{ hrs}) = 1,2 \%$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 0,5 \% \text{ de } \sigma_o$$

$$\sigma_o = 12873,283 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{pr (\infty, 100)} = 0,005 * 12873.283 = 64,366 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cp} = -14,149 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Finalmente la pérdida diferida en el periodo (100,7), es:

$$\Delta P_{dif} = 481,061 \text{ kg}$$

$$\Delta P_{dif (\infty, 100)} = 7,070\% \text{ de } P_o.$$

La perdida diferida total vale por tanto:

$$\Delta P_{dif (100,7)} = 5,058\% \text{ de } P_o.$$

$$\Delta P_{dif (\infty, 100)} = 7,070\% \text{ de } P_0.$$

$$\Delta P_{dif} = \Delta P_{dif (100, 7)} + \Delta P_{dif (\infty, 100)} = 5,058\% + 7,070\%$$

$$\Delta P_{dif} = 12,128\% \text{ de } P_0$$

$$\Delta P_{dif} = 344,118 + 481,061 = 825,179 \text{ kg de } P_0$$

$$\Delta P_1 = 315,865 \text{ kg}$$

$$\Delta P_1 = 4,642\%$$

Resumen de pérdidas de la sección central:

El acortamiento elástico del hormigón: $\Delta P_1 = 315,865 \text{ kg}$ $\Delta P_1 = 4,642\%$

Perdidas diferidas: $\Delta P_{dif} = 825,179 \text{ kg}$ $\Delta P_{dif} = 12,128\%$

Con un total de: $\Delta P_{total} = 1141,044 \text{ kg}$ $\Delta P_{total} = 16,77\%$

8) Comprobaciones previas al hormigonado en obra.- En los forjados de viguetas, hasta el endurecimiento del hormigón “in situ”, la pieza prefabricada debe resistir el peso propio del forjado más las eventuales sobrecargas de construcción. Ello exige, como norma general, la disposición de sopandas como apoyos provisionales.

La separación máxima entre sopandas, en su caso, se determinará teniendo en cuenta que, durante la fase de hormigonado en obra, la acción característica de ejecución sobre las viguetas o losas es el peso propio total del forjado y una sobrecarga de ejecución no menor que 1 kN/m²; Las solicitaciones podrán obtenerse mediante un cálculo lineal, en la hipótesis de rigidez constante de la viga o losa, tomando como luz de cálculo de cada tramo (L_a) la distancia entre los apoyos extremos de las viguetas y los ejes de sopandas (Figura 3.73).

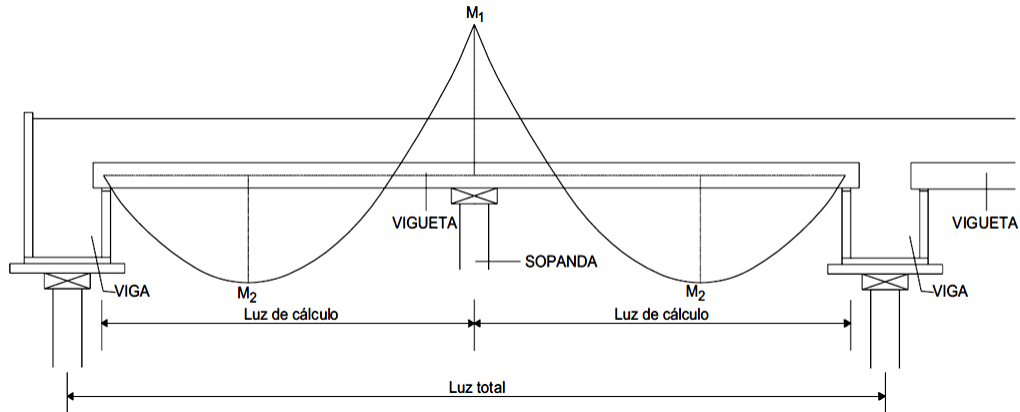


Figura 3.73 Solicitaciones del forjado durante el hormigonado.

Donde:

$$Luz\ total: L_T = 4,30\ m$$

Por lo tanto:

$$L_a = (4,30 - 0,25)/2 = 2,025\ m \approx 2,00\ m$$

Fuerza de pretensado efectivo:

$$P_o = 6804,00\ kg \quad \text{Fuerza de pretensado inicial.}$$

$$\Delta P_{Totales} = 1141,044\ kg \quad \text{Perdida total de la fuerza de pretensado } (P_o).$$

$$P_e = 6804,00 - 1141,044 = 5662,956\ kg \quad \text{Fuerza de pretensado efectivo.}$$

Cargas consideradas en la etapa de construcción ó hormigonado:

$$A_V = 79,50\ cm^2 \quad \text{Correspondiente a la vigueta pretensada (Verse Figura 3.64).}$$

$$A_H = 312,50\ cm^2 \quad \text{Correspondiente al hormigón in situ (Verse Figura 3.65).}$$

$$\gamma_{H^oA^o} = 2500\ kg/m^3 \quad \text{Peso específico del hormigón armado.}$$

$$b = 0,5\ m \quad \text{Separación entre viguetas.}$$

Por lo tanto las cargas permanentes son:

$$Q_V = \gamma_{H^oA^o} * A_V = 2500 * 79,50 * 10^{-3} = 19,875\ kg/m$$

$$Q_H = \gamma_{H^oA^o} * A_H = 2500 * 312,50 * 10^{-3} = 78,125\ kg/m$$

La sobrecarga viva mínima considerada sobre la vigueta es de:

$$G = 100(\text{kg}/\text{m}^2) * 0,50 = 50,00 \text{ kg}/\text{m}$$

Cargas distribuidas linealmente sobre las viguetas:

Carga muerta: $Q = 19,875 + 78,125 = 98,00 \text{ kg}/\text{m}$

Sobrecarga viva: $G = 50,00 \text{ kg}/\text{m}$

Carga característica de cálculo (q):

$$q = Q + G = 98,00 + 50,00 = 148,00 \text{ kg}/\text{m}$$

Cálculo de la sollicitación:

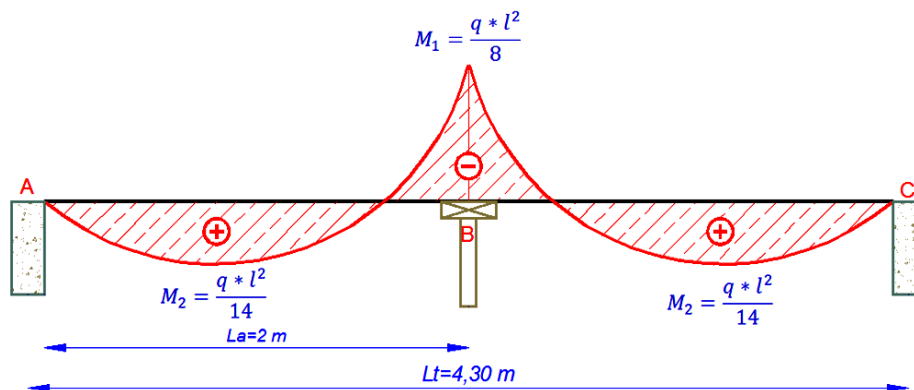


Figura 3.74 Momentos resultantes por la sopanda.

Reemplazando se tiene que:

$$M_1 = \frac{q * l^2}{8} = \frac{148 * 2^2}{8} = 74,00 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_2 = \frac{q * l^2}{14} = \frac{148 * 2^2}{14} = 42,286 \text{ kg} * \text{m}$$

Características geometrías de la vigueta pretensada:

$A_c = 79,50 \text{ cm}^2$	Área de la sección transversal de la vigueta.
$C_1 = 7,104 \text{ cm}$	Brazo mecánico superior.
$C_2 = 4,896 \text{ cm}$	Brazo mecánico inferior.
$I_{xc} = 1115,456 \text{ cm}^4$	Momento de inercia con respecto del eje x.
$e_0 = 4,896 - 2,875 = 2,021 \text{ cm}$	Excentricidad desde el eje neutro de la vigueta al punto de aplicación de la fuerza de pretensado.

Condiciones que se deben de cumplir.- En las viguetas de hormigón pretensado se cumplirán que bajo la acción de las cargas de ejecución de cálculo y bajo el efecto del pretensado después de la transferencia, deducidas todas las pérdidas hasta la fecha de ejecución del forjado, no se superarán las siguientes limitaciones de tensiones, donde las tensiones de compresión son de signo positivo:

- a) **Sobre las sopandas,** la tensión de compresión máxima en la fibra inferior de la vigueta no superará el 60% de la resistencia característica a compresión del hormigón y en la fibra superior no se superará la resistencia a flexotracción.

I) Esfuerzos sobre la fibra superior:

$$f_1 = -\frac{M_1 * C_{10}}{I_0} - \frac{(P_e * e_0) * C_{10}}{I_0} + \frac{P_e}{A_0} \leq f_{ct,ft}$$

$$f_{ct,ft} = 0,37 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,30 * \sqrt[3]{35^2} = 3,959 \text{ N/mm}^2 = 39,59 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_1 = -\frac{74,00 * 100 * 7,104}{1115,456} - \frac{5662,956 * 2,02 * 7,104}{1115,456} + \frac{5662,956}{79,5} \leq 39,59$$

$$-37,204 \leq 39,59 \text{ Satisfactorio.}$$

II) Esfuerzos en la fibra inferior:

$$f_2 = + \frac{M_1 * C_{20}}{I_0} + \frac{(P_e * e_0) * C_{20}}{I_0} + \frac{P_e}{A_0} \leq 0,60 * f_{ck}$$

$$0,60 * f_{ck} = 0,60 * 350 = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{74,00 * 100 * 4,896}{1115,456} + \frac{5662,956 * 2,02 * 4,896}{1115,456} + \frac{5662,956}{79,5} \leq 210$$

$$158,922 \leq 210 \text{ Satisfactorio.}$$

- b) **En los vanos**, la tensión de compresión máxima en la fibra superior de la viga no superará el 60% de la resistencia característica a compresión del hormigón y en la fibra inferior no se superará el estado de descompresión (tensión de tracción nula).

I) Esfuerzos sobre la fibra superior:

$$f_3 = + \frac{M_2 * C_{10}}{I_0} - \frac{(P_e * e_0) * C_{10}}{I_0} + \frac{P_e}{A_0} \leq 0,60 * f_{ck}$$

$$\frac{42,286 * 100 * 7,104}{1115,456} - \frac{5662,956 * 2,02 * 7,104}{1115,456} + \frac{5662,956}{79,5} \leq 210$$

$$25,310 \leq 210 \text{ Satisfactorio.}$$

II) Esfuerzos en la fibra inferior:

$$f_4 = - \frac{M_2 * C_{20}}{I_0} + \frac{(P_e * e_0) * C_{20}}{I_0} + \frac{P_e}{A_0} \geq 0$$

$$- \frac{42,286 * 100 * 4,896}{1115,456} + \frac{5662,956 * 2,02 * 4,896}{1115,456} + \frac{5662,956}{79,5} \geq 0$$

$$102,881 \geq 0 \text{ Satisfactorio.}$$

9) Cálculo de las armaduras consideradas sobre la losa alivianada:

- a) Armadura de distribución en la losa de hormigón.
- b) Armadura negativa dispuesta en los apoyos de las viguetas.
- c) Es necesario verificar que no se produzca agotamiento por corte en el elemento.

a) Cálculo de la armadura de distribución.- En la carpeta de compresión de hormigón se colocará una armadura de distribución constituida por barras separadas como máximo de 30 cm, y en dirección perpendicular a las viguetas, cuya área A_s en cm^2/m , cumplirá la condición:

$$A_s \geq \frac{50 * h_o}{f_{yd}} \geq \frac{200}{f_{yd}}$$

Donde:

$h_o = 5 \text{ cm}$: Espesor en cm de la losa de hormigón en el centro de la pieza.

$f_{yd} = 365,2174 \text{ MPa}$: Resistencia de cálculo de la armadura de reparto en MPa.

$$A_s \geq 0,685 \geq 0,548$$

Por lo tanto la armadura de reparto a usar es:

$$A_s = 0,685 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se considerara un diametro mnimo de las barras de: $\emptyset = 6 \text{ mm}$; $A_{s \phi 6} = 0,283 \text{ cm}^2$ y una separacion entre barras de 30 cm como máximo.

El numero de barras necesarias por cada metro es de ($N^\circ Fe$):

$$N^\circ Fe = \frac{A_s}{A_{s \phi 6}} = 3 \text{ barras/m}$$

$$A_{s \phi 10} = 3 * 0,283 \text{ cm}^2 = 0,849 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Donde:

$$0,849 > 0,685 \quad \text{Satisfactorio.}$$

Por lo tanto se utilizaran: 3 $\emptyset$ 6 mm c/30 cm

La armadura de reparto se dispone para resistir las tensiones debidas a la retracción del hormigón y a las variaciones térmicas, evitando fisuraciones y contribuyendo a la rigidez del forjado en su plano. Por lo que estas armaduras se dispondrán sobre la losa como una parrilla, formando recuadros de 30x30 cm (Vease figura 3.75).

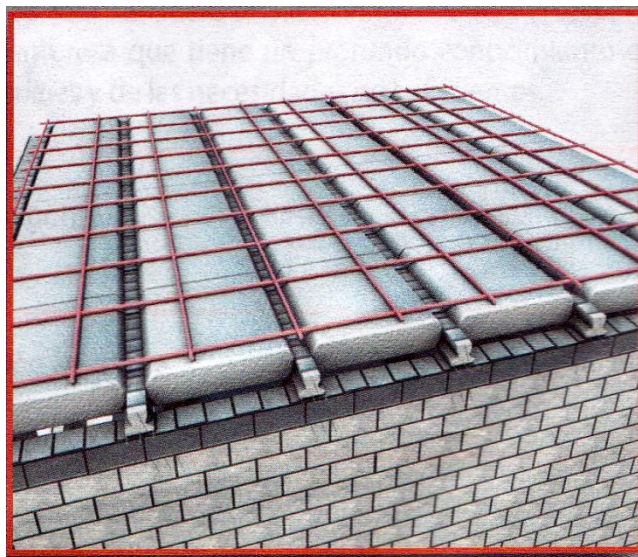


Figura 3.75 Armadura de distribución sobre la losa alivianada.

- b) Cálculo de la armadura negativa.-** En los apoyos de las viguetas se colocará una armadura resistente a los momentos negativos, pudiendo calcularse las solicitaciones considerando una redistribución por plasticidad hasta igualar el momento de empotramiento y el de vano, iguales en valor absoluto, e iguales a la semisuma de los proporcionados por el cálculo para el caso de empotramiento perfecto.
Considerar momentos negativos de valor inferior, da lugar a fisuración excesiva.

De lo anterior se tiene que (Verse Figura 3.76):

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon^+ + \varepsilon^-}{2} = \frac{1/24 + 1/12}{2} = \frac{1}{16}$$

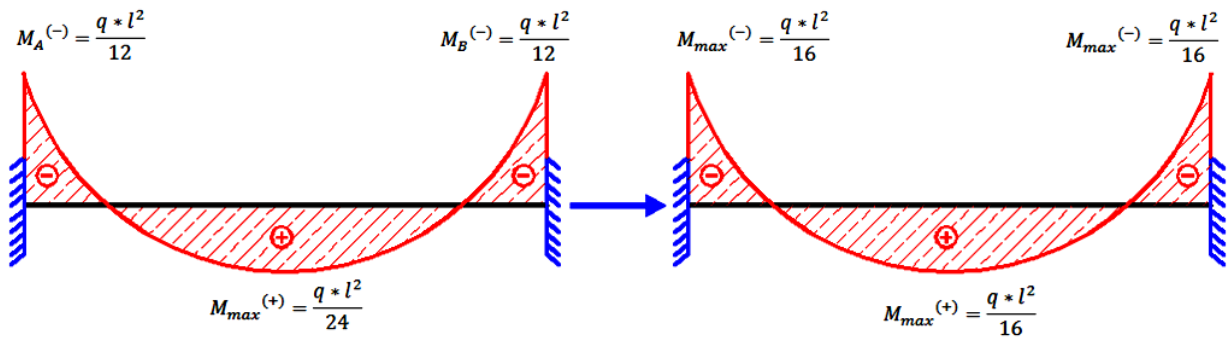


Figura 3.76 Consideraciones de los apoyos para la vigueta pretensada.

Dónde:

$$q_d = 497,60 \text{ kg/m} \quad \text{Carga ponderada sobre el elemento.}$$

$$L = 4,30 \text{ m} \quad \text{Luz de cálculo para las viguetas pretensadas.}$$

Resolviendo se tiene que:

$$R_A = 1069,800 \text{ kg} \quad R_B = 1069,800 \text{ kg}$$

$$M_{max}^{(+)} = 575,039 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad M_{max}^{(-)} = 575,039 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

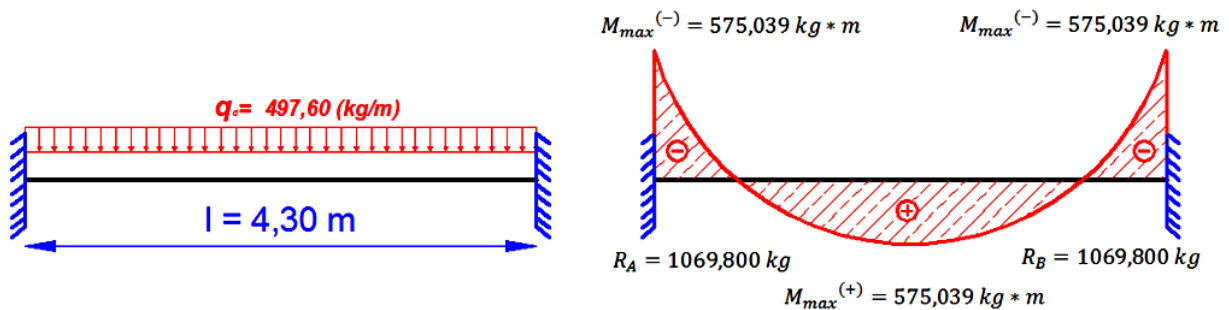


Figura 3.77 Momentos negativos considerados para la verificación.

Cálculo de la armadura negativa.- Se la tomara como una sección en T y para ello se hacen las siguientes consideraciones:

- 1) Se la calculara con una resistencia característica: $f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$ (Figura 3.67).

2) Del cálculo de la armadura en secciones en T se tiene que:

$$A_{cy} = b_w * y \quad \text{Área comprimida ficticia del hormigón.}$$

$$S_y = b_w * y * (d - 0,5 * y) \quad \text{Momento estático con respecto a la armadura de tracción.}$$

$$0 = 0,85 * f_{cd} * b_w * y - A * f_{yd} + A_{sp} * f_{ps}$$

$$M_d = 0,85 * f_{cd} * b_w * y * (d - 0,5 * y) + A_{sp} * f_{ps} * (d - r)$$

De las ecuaciones anteriores, la segunda es una ecuación de segundo grado en y , que permite obtener la profundidad de la fibra neutra, tras lo cual la primera nos permite calcular la armadura.

$$M_d = 575,039 \text{ kg} * m \quad \text{Momento de diseño.}$$

$$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Resistencia de cálculo del hormigón.}$$

$$f_{yd} = 3652,174 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Limite elástico de cálculo del acero.}$$

$$b_w = 10,00 \text{ cm} \quad \text{Ancho efectivo de la viga.}$$

$$r = 2 \text{ cm} \quad \text{Recubrimiento.}$$

$$d = 20 - 2 = 18 \text{ cm} \quad \text{Canto útil.}$$

$$57503,9 = 0,85 * 140 * 10 * y * (18 - 0,5 * y) + 6804 * (18 - 2)$$

$$y_1 = -2,256 \text{ cm} \quad y_2 = 38,256 \text{ cm}$$

El valor determinado para y es incorrecto. Por lo que indica que no se requiere de armadura.

c) Verificación del esfuerzo cortante: El estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante puede alcanzarse ya sea por agotarse la resistencia a compresión oblicua del alma o por agotarse su resistencia a tracción oblicua. En consecuencia es necesario comprobar que se cumple simultáneamente.

$$V_d < V_{u1} \quad V_d < V_{u2}$$

V_{u1} : Cortante ultimo por compresión oblicua del alma.

V_{u2} : Cortante de agotamiento por tracción del alma.

V_d : Cortante de cálculo.

$$V_d = 1069,800 \text{ Kg}$$

Agotamiento por compresión oblicua del alma (V_{u1}).- El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del hormigón del alma se deduce de la siguiente expresión:

$$V_{u1} = 0,60 * f_{cd} * b_o * d * k * \frac{\cotg \beta + \cotg \alpha}{1 + \cotg^2 \beta}$$

Donde:

$f_{cd} = 350 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia a compresión de cálculo del hormigón.

$b_o = 7,75 \text{ cm}$ Ancho de la sección.

$d = 18,00 \text{ cm}$ Canto útil.

$\alpha = 90^\circ$ Angulo de la armadura transversal con respecto al eje de la pieza.

$k = 1 + \sigma'_{cd}/f_{cd}$ Es la tención de compresión axil efectiva.

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s * f_{ps}}{A_c} = \frac{6804 - 0,504 * 15652,174}{363,64} = 2,079 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = 1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}} = 1 + \frac{2,079}{233,333} = 1,0089$$

Esta se la comprueba en una sección situada sobre el borde del apoyo.

Reemplazando y realizando operaciones se obtiene que el cortante último por agotamiento de las bielas resultar ser:

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_o * d * k = 0,30 * 233,333 * 7,75 * 18 * 1,0089$$

$$V_{u1} = 9851,894 \text{ kg}$$

Donde:

$$V_{u1} > V_d \rightarrow 9851,894 > 1069,800 \quad \text{Satisfactorio.}$$

Cortante de agotamiento por tracción del alma (V_{u2}).- Esta condición suele cumplirse solo en secciones comprimidas, bien por la existencia de pretensado o bien por la existencia de una compresión permanente.

En este caso se comprobará el esfuerzo cortante en una sección situada a $d/2$ del borde del apoyo:

$$V_{u2} = \frac{I * b_o}{S} * \sqrt{f_{ct,d}^2 + \sigma_{cd} * f_{ct,d}}$$

Donde:

$f_{ct,d} = 0,37 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,37 * \sqrt[3]{35^2} = 39,59 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia a tracción del hormigón.

$\sigma_{cd} = 2,079 \text{ kg/cm}^2$ Tensión media de compresión en el hormigón.

$I = 9480,962 \text{ cm}^4$ Momento de inercia.

$b_o = 7,75 \text{ cm}$ Ancho del alma.

S Momento estático de la sección bruta que queda por encima de la fibra neutra, respecto de la fibra neutra.

$$S = \frac{b * h^2}{6} = \frac{33,83 * (8 - 6,56)^2}{6} = 11,692 \text{ cm}^3$$

$$V_{u2} = \frac{9480,962 * 7,75}{11,692} * \sqrt{39,59^2 + 2,079 * 39,59} = 230815,063 \text{ kg}$$

Donde:

$$V_{u2} \gg V_d \rightarrow 230815,063 \gg 1069,800 \quad \text{Satisfactorio.}$$

Comprobación que demuestra que no se requiere de armadura transversal.

10) Verificación de la deflexión.- Si la fuerza pretensora se conoce con precisión, si los materiales se esfuerzan dentro de sus rangos elásticos, y si el concreto permanece sin agrietarse, entonces el cálculo de la flexión de un miembro presforzado no presentará ninguna dificultad especial. Se calculará la deflexión debida a la carga total sobre el

elemento como en cualquier otro miembro en flexión, y se superpone a la deflexión del presfuerzo.

La deflexión máxima permisible es de $L/400$, por lo tanto se deberá cumplir que:

$$\Delta_{PP} + \Delta_{ps} \leq L/400$$

Deflexión debida a la carga uniforme en el centro del claro y apoyo simple, es:

$$\Delta_{PP} = \frac{5}{384} * \frac{q * l^4}{E_c * I_{xc}}$$

$$q = 497,60 \text{ kg/m}$$

$$E_c = 275336,1582 \text{ kg/cm}^2$$

$$l = 430 \text{ cm}$$

$$I_{xc} = 11573,677 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_{PP} = 0,695 \text{ cm}$$

Deflexión debida a la fuerza pretensora.- Esta es considerada como favorable por presentar una deflexión cóncava hacia arriba, por la acción de la fuerza pretensora.

$$\Delta_{ps} = \frac{1}{8} * \frac{P_e * e * l^2}{E_c * I_{xc}}$$

$$P_e = 5662,956 \text{ kg Fuerza de pretensado efectivo.}$$

$$e = 10,568 \text{ cm}$$

$$E_c = 275336,1582 \text{ kg/cm}^2$$

$$l = 430 \text{ cm}$$

$$I_{xc} = 11573,677 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_{ps} = \frac{1}{8} * \frac{-5662,956 * 10,568 * 428,00^2}{275336,1582 * 11573,677} = -0,434 \text{ cm}$$

Superposición de las deflexiones y verificación de deflexión permisible:

$$\Delta_{PP} + \Delta_{ps} = 0,695 - 0,434 = 0,261 \text{ cm}$$

$$L/400 = 430/400 = 1,075 \text{ cm}$$

$$0,261 \text{ cm} \leq 1,075 \text{ cm} \quad \textbf{Satisfactorio}$$

3.7.3 Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

1.- Adquisición – provisión de materiales.

2.- Instalación de faenas (en emplazamiento del proyecto):

- Desbroce, explanación y limpieza.
- Cercado del predio.
- Acometidas e instalación de servicios.
- Obrador, taller y depósito.
- Movilizaciones y desmovilizaciones.

3.- Replanteo general (preliminar).

- Trazado y replanteo

4.-Exacavaciones

- Excavación con maquinaria para zapatas.
- Excavación manual de cimientos.

5.- Construcción de zapatas

- Replanteo.
- Armado, vaciado y compactado de hormigones.
- Desencofrado y curado de hormigones.

4.- Construcción de cimientos:

- Replanteo.
- Armado, vaciado y compactado de hormigones.
- Relleno y compactado de suelos.
- Protección contra la humedad.

5.- Encofrado, armado y vaciado de la estructura de sustentación de la edificación:

- Replanteo de vigas, columnas y losas
- Encofrado, armado y colocado de armadura
- Vaciado y compactado de hormigones.
- Desencofrado y curado de hormigones.

6.- Ejecución de estructuras complementarias:

- Replanteos.

- Encofrado, armado y vaciado de escaleras (gradas).
- Encofrado y vaciado de la vereda de hormigón
- Desencofrado y curado de hormigones.

7.- Ejecución muros de cerramiento.

- Replanteos.
- Mamposterías cerámicas.
- Mamposterías de fábrica.

8.- Ejecución cubierta.

- Replanteos.
- Armado y colocado de cerchas.
- Colocado de correas y listonería de techumbre.
- Colocado material de cubierta (Teja colonial).

9.- Instalación de servicios (tendido de ductos, accesorios y artefactos).

- Replanteos.
- Agua potable.
- Alcantarillado sanitario y pluvial.
- Energía eléctrica.
- Instalación telefónica

10.- Ejecución de carpintería de madera o metálica (marcos para puertas y ventanas).

- Replanteos.
- Marcos para puertas y ventanas.

11.- Ejecución obra fina (acabados).

- Revoque exterior
- Revoque interior
- Colocado de puertas y ventanas.
- Quincallería, vidrios, etc.
- Pinturas.

12.- Limpieza.

- Retiro de escombros.
- Pulimientos.

13.- Entrega de obra.

- Provisional.
- Ejecución de obras correctivas.
- Definitiva.

3.7.4 Especificaciones técnicas.- En las especificaciones técnicas se tiene una referencia de cómo realizar cada ítem, el equipo y maquinaria a utilizar, el personal necesario para la correcta realización del ítem y por último la forma de pago. Véase Anexo A-6.

3.7.5 Precios unitarios.- El análisis de precios unitarios fue realizado como se indico en el marco teórico del presente proyecto. Las planillas de precios unitarios se encuentran detalladas en el Anexo A-4.

3.7.6 Presupuesto general de la obra.- Se obtuvo en función a los volúmenes de obra y precios unitarios correspondientes a cada ítem. Tomando como presupuesto general la suma de las dos cantidades, llegando a un presupuesto total de la obra de Bs. 2.105.205,94 Detallado en el Anexo A-4.

3.7.7 Cronograma de ejecución.- Se realizó un cronograma de actividades que se recomienda seguir en la construcción del Colegio María Laura Justiniano. Según el cronograma mostrado en el Anexo A-5 se tiene planificada la construcción del colegio, en aproximadamente 245 días calendario.

CONCLUSIONES

Una vez finalizado el diseño estructural del presente proyecto se llegó a las siguientes conclusiones:

- Este proyecto se redujo al cálculo estructural mediante programas computalizados, para una posterior verificación del dimensionamiento de los elementos más solicitados de la estructura, tanto de la cubierta metálica como de la estructura aporticada, donde los resultados obtenidos cumplen satisfactoriamente, bajo la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 y el Manual de la AISC (Manual of Steel Construction).
- Los resultados obtenidos del presente cálculo estructural fueron satisfactorios en su totalidad, puesto que, se hizo un análisis del comportamiento y racionalidad de los elementos estructurales, y de estos se tomó las consideraciones correspondientes para determinar la mejor alternativa técnica, económica y funcional.

RECOMENDACIONES

- La introducción correcta de datos en cualquier programa que se esté utilizando es muy importante, por lo que se recomienda tomarse el tiempo necesario para analizar y comprender lo que pide el paquete computarizado.
- Para la optimización de los resultados obtenidos de los diferentes programas de cálculos estructurales es necesario ampliar su base datos, haciendo de este modo que la estructura pueda llegar a estar con un dimensionamiento óptimo.
- La verificación de la losa alivianada muestra que, es muy importante tener una mayor consideración sobre la etapa intermedia del hormigonado, puesto que la vigueta por sí sola debe resistir toda la carga del forjado más una sobrecarga de construcción, haciéndose necesario el uso de sopandas, donde su separación debe ser calculada, por lo tanto se recomienda su verificación.
- Antes de fundar se recomienda realizar una verificación de la capacidad portante presente en el terreno.
- Para las juntas de dilatación se recomienda el uso de paneles de plastoform del espesor y forma que se requiera. Se colocan adhiriéndolos con alquitrán a una superficie ya endurecida y luego se continúa el vaciado.

BIBLIOGRAFÍA

1. CBH-87. Norma Boliviana del Hormigón Armado. (1987). Texto técnico normativo especializado, edición realizada bajo el asesoramiento técnico del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. España.
2. American Institute of Steel Construction AISC. Manual of Steel Construction. Load & Resistance Factor Design. Volume 1. Structural Members, Specifications & Codes. Second Edition. 1994.
3. Jack C. McCORMAC. (2002). Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: Método LRFD (2da edición). México, D.F.: Alfaomega.
4. William T. Segui. (2000). Diseño de estructuras de acero con LRFD (2da edición). México: Internacional Thomson Editores.
5. John T. DeWolf. (2003). Column Base Plates. (Steel Design Guide Series 1). Berlin. American Institute of Steel Construction.
6. JIMENEZ MONTOYA P., GARCÍA MESEGUER A., MORÁN CABRÉ F. 2000. “Hormigón Armado” (14ª edición). Barcelona: GUSTAVO GILI, S. A., GG.
7. Dra. Ing. María Graciela Fratelli. (2003). DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS. Estados Limites LRFD. Edición propia de la autora.
8. Catalogo de tubos y perfiles metálicos CINTAC S.A. (2011). Sociedad anónima abierta. Santiago de Chile. (Agosto de 2011).http://www.cintac.cl/novedades/wp-content/uploads/2011/11/catalogo_tubos_perfiles.pdf
9. PRESUPUESTO Y CONSTRUCCION. Guía de productos y servicios Noviembre 2010 – Febrero 2011.
10. Instrucción de Hormigón Estructural, EHE-1998: Notación, Secretaria General Técnica del Ministerio de Fomento, Madrid, 1998.
11. J. Calavera “Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado”. INTEMAC, Madrid, 1999.

ANEXOS

- A-1. Tablas generales para el cálculo.
- A-2. Estudio de suelos.
- A-3. Cómputos métricos.
- A-4. Precios unitarios y presupuesto general.
- A-5. Cronograma de actividades.
- A-6. Especificaciones técnicas.
- A-7. Planos arquitectónicos.
- A-8. Planos estructurales.