

CAPITULO I

ANTECEDENTES

1.1. Nombre del Proyecto.

El presente proyecto lleva como nombre “Diseño Estructural del Politécnico Tabladita II”

1.2. Entidad Impulsora.

La entidad impulsora del proyecto es “La Honorable Alcaldía Municipal de Tarija”

1.3. Situación Actual.

Debido al incremento de los habitantes de la ciudad de Tarija se han ido formando varios barrios nuevos en las periferias de la ciudad en muchos casos estos barrios todavía no cuentan con algunos servicios básicos y otros carecen de escuelas, centros de salud, áreas deportivas, sedes sociales y otras infraestructuras de bien social.

Tal es el caso del Tabladita II que aún no cuenta con vías de acceso cómodas al lugar y no todos los vecinos tienen el servicio de agua potable.

Como el estudio a nivel de licenciatura que brindan nuestras universidades locales no es el único camino a la capacitación de las personas, están los estudios a nivel técnico.

En un ejemplo más puntual los estudiantes que terminan los estudios secundarios y que no ingresan a las universidades de nuestro medio muchas veces no cuentan con más opciones para prepararse debido a la carencia de Politécnicos en zonas cercanas a sus viviendas.

Actualmente la Alcaldía Municipal de Tarija cuenta con planos arquitectónicos del futuro politécnico en el barrio Tabladita II, el cual consta de dos plantas arquitectónicas, donde en la planta baja existen seis espacios destinados para talleres, tres aulas, portería, un espacio destinado para la dirección, secretaria y sala de reuniones respectivamente y dos baños, uno para mujeres y otro para hombres. Para acceder a la planta alta existen dos gradas de hormigón armado de dos tramos y un descanso cada una, una en cada extremo de la planta. En la planta alta existen, una biblioteca, siete aulas, cuatro aulas para talleres y dos baños.

1.4. Planteamiento del Problema.

El Barrio Tabladita II y zonas aledañas carecen de la infraestructura adecuada para la capacitación técnica como instrucción de computación, mecánica, costura, peluquería, etc., esta zona cuenta con un área disponible para un proyecto de esta naturaleza.

Como no existe una infraestructura que actualmente esté funcionando en las cercanías del barrio Tabladita II y que cumpla con los servicios de Educación Técnica se espera que el proyecto sea muy beneficioso para los vecinos en general y especialmente para la población joven, para que de ésta manera encuentren más opciones de preparación.

La construcción de un politécnico en el barrio Tabladita II facilitaría que la población interesada curse una carrera técnica en ambientes propicios y además reactivaría la zona comercialmente, zona que a la fecha tiene muchas necesidades por tratarse de un barrio nuevo.

Actualmente se cuenta con planos arquitectónicos del futuro politécnico, pero no se cuenta con un cálculo estructural que garantice el sustento de la edificación de manera estable y segura.

1.5. Objetivos.

Los objetivos de la presente propuesta de proyecto de ingeniería son los siguientes:

1.5.1. General.

Realizar el diseño estructural del Politécnico Tabladita II ubicado en el distrito 13 de la ciudad de Tarija, utilizando los conocimientos adquiridos en las materias relacionadas al cálculo y diseño estructural de elementos de hormigón armado, para garantizar la seguridad y la estabilidad de la estructura durante el periodo de vida útil considerado para la misma.

1.5.2. Específicos.

- Recopilar la información existente del proyecto que sea necesaria para el estudio de alternativas estructurales de los distintos miembros que conforman la estructura.

- Realizar el estudio de suelos del lugar de emplazamiento. El cual consta de la realización del ensayo de capacidad de soporte del suelo (SPT) y la clasificación de los suelos que conforman el estrato de suelos en el lugar de ensayo.
- Realizar el cálculo estructural y el dimensionamiento de los componentes estructurales para que la estructura cumpla con condiciones de seguridad y confort.
- Elaborar planos estructurales para su construcción.
- Realizar cómputos métricos, precios unitarios para determinar el presupuesto general del proyecto.
- Realizar el cronograma de actividades indicando el plazo de construcción del proyecto.

1.6. Justificación.

1.6.1. Justificación Técnica.

La justificación técnica del presente proyecto radica en el análisis de alternativas y desarrollo de un diseño estructural eficiente frente a las solicitaciones que se puedan presentar en la estructura a lo largo de su periodo útil. A demás de brindar un aporte académico al respecto de tipos de impermeabilización de cubiertas.

1.6.2. Justificación Socio-Económica.

Aportar un documento que ayude a la comunidad, en este caso al barrio Tabladita II y a los barrios colindantes, debido a que la información que contendrá el documento, permitirá que la alcaldía pueda tomar en cuenta el análisis de alternativas, el costo aproximado de la obra y contara con los estudios del terreno del lugar de emplazamiento, permitiendo de esta manera que el barrio Tabladita II pueda gestionar recursos para la construcción del Politécnico, contribuyendo de esta manera al mejoramiento de la calidad de vida de los habitantes del barrio Tabladita II y de los barrios colindantes.

1.7. Alcance del Proyecto.

Con toda la información secundaria brindada, en la propuesta de proyecto se han analizado las siguientes alternativas:

1.7.1. Análisis de alternativas de solución.

En la etapa de la propuesta se concluyó:

- Como la cubierta es plana, se optará por una losa alivianada de hormigón armado con viguetas de hormigón pretensado.
- Por las dimensiones de los espacios y la arquitectura se optó por una estructura compuesta por pórticos de H°A° ya que este tipo de estructura no reduce los espacios designados previstos en la arquitectura.
- La parte de la infraestructura se realizara de H°A° por ser más eficiente en la distribución de las cargas y por qué se optaría por menor área de fundación.

1.7.2. Resultados a lograr.

En el desarrollo de la propuesta "Diseño estructural del Politécnico Tabladita II" que se ejecutara en la asignatura CIV-502, se plantean los siguientes resultados:

- Estudio de suelos: capacidad portante, estratificación, tipo de suelo a través de los instrumentos del laboratorio de suelos de U.A.J.M.S.
- Calcular y diseñar la estructura a porticada de H°A°.
- Calcular y diseñar la infraestructura de H°A°.
- Calcular y diseñar todos los elementos complementarios que forman parte de la estructura como ser: Escaleras.
- Realización de cómputos métricos, precios unitarios y presupuesto en general.
- Realización del cronograma de ejecución de la obra.
- Realización de especificaciones técnicas.
- Realización del Aporte Académico, realización de planillas en Excel para la obtención de curvas de interacción unidireccionales para columnas de hormigón armado.
- No se realizara el cálculo de las instalaciones (agua potable, sanitaria, eléctrica) solamente se incluirá en el presupuesto y cronograma como referencia.
- Elaboración del informe del proyecto.

1.8. Ubicación del Proyecto.

Ubicación del Proyecto Politécnico Tabladita II:

País: Bolivia

Departamento: Tarija

Provincia: Cercado

Municipio: Tarija

Barrio Principal del Estudio: Tabladita II

Barrios adyacentes, que pertenecen al distrito N° 13: San Antonio, Alto Senac, Tabladita.

El barrio Tabladita II se encuentra a aproximadamente 5 Km. desde el centro de la ciudad hacia el nor-oeste yendo por la avenida principal. El emplazamiento del Politécnico Tabladita II será en el lote ubicado entre las calles La caja y Chijmuri. Teniendo frentes de salida tanto a la calle La Caja, Camacheña y Chijmuri.

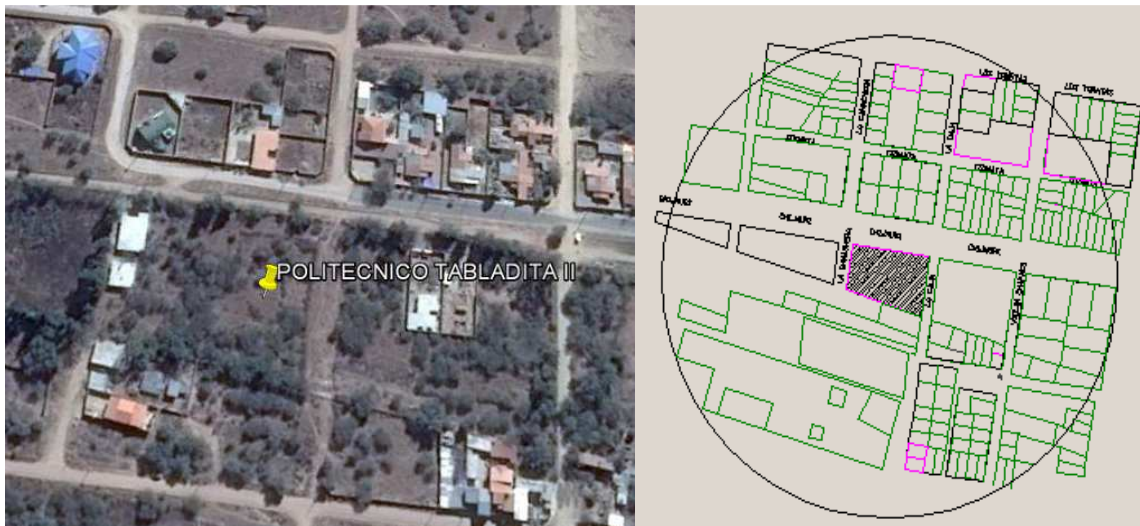


Figura N° 1: Ubicación del Proyecto

Fuente: Propia

1.9. Aspectos Demográficos.

1.9.1. Características de la Zona.

- Clima.

La ciudad de Tarija cuenta con un clima templado y bastante húmedo, puede ser muy cálido en verano, llegando a superar temperaturas de 35° C° y también puede llegar a ser muy frío en invierno llegando a temperaturas menores a 0° C°.

- Topografía.

En el Barrio Senac se registran pendientes relativamente elevadas, especialmente en la parte de alto Senac donde existen pendientes que llegan hasta el 15 %, sin embargo en la zona donde se realizará el proyecto, no se cuenta con desniveles importantes, como se podrá apreciar en la figura No.1.

1.10. Servicios Básicos Existentes.

1.10.1. Calidad de Vida en la zona.

Se trata de una zona semi-rural, es decir que se tiene algunos servicios pero no todos, se cuenta con agua potable y luz eléctrica, pero no con instalaciones de gas:

TABLA 1.1: Servicios Básicos en la Zona

Barrio	Servicios Básicos			
	Electricidad	Agua Potable	Alcantarillado	Recojo de basura
Aranjuez	85%	85%	80%	70%
San Antonio	83%	83%	35%	0%
Méndez Arcos	81%	81%	80%	90%
Andalucía	80%	80%	80%	90%
Senac	100%	100%	100%	95%
Luis de Fuentes	90%	90%	80%	80%
Tabladita	95%	95%	80%	95%
Alto Senac	95%	95%	90%	95%
Tabladita II	70%	70%	50%	10%

Fuente: S.N.I.S.

1.10.2. Seguridad Ciudadana.

Existe seguridad privada en el Barrio Senac y un puesto policial en el barrio Luis de Fuentes. En los demás Barrios no existen puestos policiales, pero están bajo la jurisdicción del que se encuentra en el barrio Luis de Fuentes.

1.10.3. Comunicación.

La zona cuenta con diferentes servicios de Comunicaciones, tanto personal como masivo, además se cuenta con cobertura para telefonía móvil para todo aquel que pueda adquirir un teléfono celular.

TABLA 1.2: COMUNICACIONES EN LA ZONA

Barrio	Telefonía	*Internet	Radio y Telecomunicación
Aranjuez	80%	40%	85%
San Antonio	65%	10%	83%
Méndez Arcos	80%	35%	81%
Andalucía	80%	40%	80%
Senac	100%	50%	100%
Luis de Fuentes	80%	20%	90%
Tabladita	80%	40%	95%
Alto Senac	90%	30%	95%
Tabladita II	60%	0%	70%

Fuente: S.N.I.S. y Gobierno Municipal de Tarija y la Prov. Cercado

*Los datos de Internet se refieren a las conexiones domiciliarias, sin tomar en cuenta los llamados cafés internet, que son de acceso público.

1.10.4. Medios de Transporte.

Cuenta con rutas accesibles mediante vehículos de bajo tonelaje, cuyo mantenimiento está bajo la responsabilidad de la Alcaldía Municipal de Tarija; cuenta con avenidas pavimentadas de doble vía y se continúa con la apertura de calles y su respectiva pavimentación. El medio de transporte más empleado por la población de ésta zona es el transporte público a través de micros, taxis.

1.10.5. Educación.

Se cuenta en la zona con establecimientos de tipo Urbano, como ser los establecimientos: Colegio Naval Monzón, Colegio Juan Pablo II.

La mayoría de los establecimientos ofrece educación Preescolar, Primaria y Secundaria.

Para la Educación superior deben asistir a una de las tres universidades de la capital o emigrar a otros departamentos.

Como los habitantes de la zona son de bajos recursos, no pueden optar por universidades privadas como la Universidad Católica Boliviana o la Universidad Domingo Savio.

Algunos de los habitantes asisten a la universidad Autónoma Juan Misael Saracho, pero algunos empiezan a trabajar desde muy jóvenes para llevar el pan a su casa y no pueden optar por tener una profesión.

Y finalmente algunos optan por estudiar carreras técnicas como ser mecánica automotriz o carpintería para trabajar en talleres o abrir su propio taller.

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1. Mecánica de Suelos.

El ensayo normal de Penetración Estándar SPT es una prueba In Situ que se realiza en el fondo de una perforación, consiste en determinar el número de golpes de un martillo de peso 63.5 Kg y 762 mm (30 plg) de altura de caída, necesarios para hincar en el suelo inalterado, un toma muestras partido normal en una distancia de 305 mm(1 pie) cuyos diámetros normalizados son: 36.8 mm(1.45 plg)de diámetro interior y 50.8 mm(2 plg) de diámetro exterior.

El ensayo se puede realizar de dos formas, una a cielo abierto (mediante excavación con equipos característicos) y otra por perforación (mediante barrenado).

El equipo necesario es el siguiente:

- Muestreador (de 2" de diámetro exterior)
- Cono diamantado (2" de diámetro)
- Martinete (63.5Kg de peso)
- Trípode de acero con dispositivo para ejecución
- Roldana con soga (1½" de diámetro y 10m de largo)
- 3 tubos y acoples para incrementar la altura del trípode
- Escalera (en caso de realizar exploración a cielo abierto)
- Bomba de agua
- Barrenos de perforación
- Sistema hidráulico de perforación.

Para verificar que equipo de hincado se utilizara (cono diamantado o cuchara partida) se debe observar el suelo, si este contiene grava que exceda los ¾" se debe utilizar el cono diamantado. En caso de suelos finos es indiferente el uso del equipo aunque la cuchara partida tiene la ventaja de que puede muestrear el suelo del punto de ensayo.

Seguidamente se efectúa golpes hasta los primeros 15 cm, a partir de ahí se empieza a contar los golpes hasta una profundidad de 30 cm.

Luego se procede a retirar la punta y se consigue un muestreo de al menos 5 Kg en caso de suelos aluviales y 1 Kg si es un suelo limoso.

Para la determinación de la resistencia característica del suelo se cuenta con el número de golpes y la clasificación del suelo, se puede entrar a los ábacos B.K. Hough, de acuerdo al tipo de suelo, se ubicara de inmediato los valores de la capacidad admisible.

2.2. Topografía.

El relieve de la superficie terrestre se suele representar métricamente sobre un plano a través de las curvas de nivel, unas isolíneas que unen puntos situados a la misma altitud y que se trazan generalmente con un intervalo determinado y equidistante para todo el terreno a cartografiar. Una de cada cuatro o cinco curvas se dibuja con un mayor grosor y se rotula su altitud correspondiente; son las llamadas curvas maestras y, entre ellas, se describen las curvas de nivel intermedias.

La Alcaldía municipal de Tarija proporcionará los datos del levantamiento topográfico del lugar de emplazamiento, el cual es prácticamente plano, como se puede notar en la fotografía satelital mostrada en el capítulo 1 del presente proyecto.

2.3. Proyecto y Calculo de estructuras de Hormigón.

2.3.1. Materiales.

Los materiales empleados para la fabricación de las piezas de Hormigón Armado lo constituyen el concreto y el acero de refuerzo, los cuales describiremos a continuación:

2.3.1.1. Hormigón.

El Hormigón se obtiene mezclando en proporciones definidas cemento, arena, grava u otro agregado con agua. El cemento y el agua interactúan químicamente para unir las partículas de agregado y conformar una masa sólida, es necesario agregar más cantidad de agua para que la mezcla sea manejable y permita llenar las formaletas y rodear el acero de refuerzo embebido, antes de que se inicie el endurecimiento. Los factores que hacen del concreto un

material de construcción universal son: la facilidad con que puede depositarse y llenar los moldes y formaletas de casi cualquier forma, su alta resistencia al fuego y al clima, su alta resistencia a la compresión, similar a la de las piedras naturales, en cambio su resistencia a la tensión es pequeña por lo que su uso junto al acero aumenta dicha resistencia, en especial en aquellos sitios donde la baja resistencia a la tensión del concreto pudiera limitar la capacidad de carga del elemento. El refuerzo, conformado usualmente por barras circulares de acero con deformaciones superficiales apropiadas para proporcionar el anclaje y la adherencia necesarios, se coloca en las formaletas antes del vaciado del hormigón. Una vez que las barras estén completamente rodeadas por la masa de hormigón endurecido, comienzan a formar parte integral del elemento. El resultado de la unión de estos dos materiales se conoce como “Hormigón Armado”, donde se combinan muchas de las ventajas de cada uno: el costo relativamente bajo, la capacidad de moldeo del concreto, junto con la alta resistencia frente a la tensión y la mayor ductilidad y dureza del acero; por lo que es frecuentemente utilizado en la construcción de edificios, puentes, presas, tanques, depósitos y muchas otras estructuras.

2.3.1.1.1. Resistencia a compresión.

Es la característica fundamental del hormigón y de hecho la mayoría de sus cualidades crece paralelamente a la resistencia y se miden y controlan a través de ella. También se debe definir la resistencia a considerar en un Proyecto y establecer el método de control durante su ejecución; para lo que se introduce el concepto de resistencia característica, que es el valor que presenta un nivel de confianza del 95% o lo que es lo mismo, cualquier probeta muestreada al azar tiene una probabilidad de 0,95 de superar dicho valor.

Las resistencias características del hormigón a compresión están normalizadas en:

17.5, 20.0, 21.0, 24.5, 25.0, 28.0, 30.0, 31.5, 35.0, 42.0, 56.0, 70.0 MPa

2.3.1.1.2. Diagrama esfuerzo deformación del Hormigón.

El Hormigón al no ser un material homogéneo e isotrópico no obedece un comportamiento lineal seguido por la ley de Hook, también hay que señalar que el diagrama esfuerzo deformación del Hormigón varía de acuerdo al modo de rotura que se realiza, pudiendo ser

de rotura lenta o rápida, es por lo que según estudios realizados en la Universidad de Cornell, se acepta que el hormigón pierde resistencia al 85% de la medida por rotura rápida de probeta (figura N° 2.1)

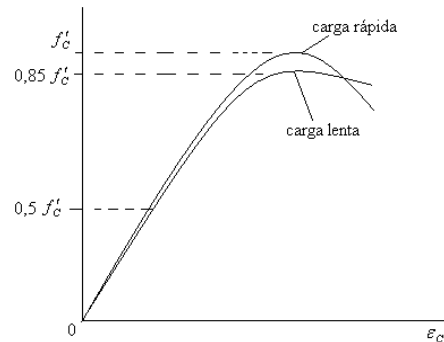


Figura N° 2.1: Diagrama esfuerzo deformación del Hormigón

Para esfuerzos del orden inferior del 50% del $f'c$, se admite un comportamiento lineal con un módulo de elasticidad dado por:

$$E = 4700\sqrt{f'c}$$

Dónde:

E = módulo de elasticidad del Hormigón en su zona elástica (MPa).

$f'c$ = resistencia característica del Hormigón a 28 días. (MPa).

Este módulo de elasticidad es válido tanto para carga lenta como carga rápida, y solo es válido para hormigones de peso normal.

2.3.1.2. Acero.

La principal característica de un acero de refuerzo empleado en la construcción de piezas de Hormigón armado es su límite de fluencia (f_y), el cual esquemáticamente viene dado por:

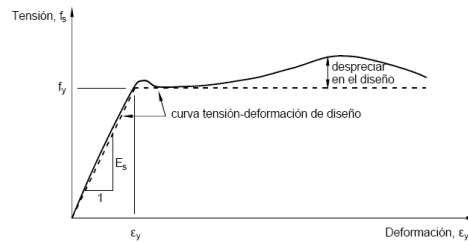


Figura N° 2.2: Diagrama esfuerzo deformación del Acero

De la gama de aceros de refuerzo en Bolivia se utiliza el acero de fluencia 420 MPa el cual ofrece todas las garantías para ser utilizado en la construcción, emplear aceros de resistencias más elevados no justifica tanto por el costo como la justificación técnica ya que utilizando aceros de más resistencia hacen que las piezas de hormigón sean más frágiles perdiendo la ductilidad exigida por la norma, incluso en el diseño de estribos se prohíbe el uso de aceros con resistencias mayores a las de 420 MPa.

2.3.1.2.1. Diámetros comerciales.

De los diámetros comerciales que se vende en Tarija tenemos los siguientes:

$$\varnothing \text{ (mm)} = 6, 8, 10, 12, 16, 20 \text{ y } 25$$

2.3.2. Normas de Diseño.

Las normas de diseño constituyen el fundamento teórico y práctico por lo que se basa todo reglamento legal de construcción. A nivel mundial podría indicarse que existen dos escuelas importantes, la escuela Europea (Eurocódigo) y la escuela Americana (American Concrete Institute "A.C.I."), la última se lo esquematiza a continuación.

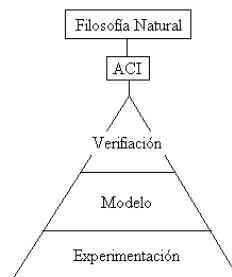


Figura 2.3: Esquema de las Normas de Diseño

La ACI emplea el método de la Filosofía Natural, en el cual hace uso de la experimentación (recolección de datos), de estos datos obtenidos, se procede a generar las ecuaciones correspondientes (modelaje), una vez generado el modelo se lo verifica con datos de prueba de laboratorio, nótese que es un modelo piramidal estable porque si el modelo no verifica se puede desecharlo y se crea otro a partir de los datos de la experimentación ya realizada.

2.3.3. Métodos de Diseño y Requisitos de Resistencia.

Hay dos filosofías para el diseño del hormigón armado que han sido prevalentes por mucho tiempo. El Diseño por Tensiones de Trabajo (WSD / Working Stress Design) fue el método más usado desde principios de siglo hasta principios de los años 60. A partir de la publicación de la edición 1963 del Código ACI, se ha dado una rápida transición hacia el Diseño por Resistencia Última, en gran parte por su enfoque más racional. El diseño por resistencia última, que en el código se denomina Método de Diseño por Resistencia (SDM / Strength Design Method) aborda la seguridad estructural con un enfoque conceptualmente más realista. El Método de Diseño por Resistencia requiere que en cualquier sección la resistencia de diseño de un elemento sea mayor o igual que la resistencia requerida calculada mediante las combinaciones de cargas mayoradas especificadas en el código.

De forma generalizada

$$\text{Resistencia de Diseño} \geq \text{Resistencia Requerida (U)}$$

Donde la Resistencia de Diseño es igual a un Factor de Reducción de la Resistencia (ϕ) multiplicado por la Resistencia Nominal. El factor ϕ “Factor de reducción de la resistencia” toma en cuenta la probabilidad de que la resistencia de un elemento sea menor que la supuesta debido a las variaciones en las resistencias de los materiales y sus dimensiones, las imprecisiones de las ecuaciones de diseño, el grado de ductilidad y la confiabilidad requerida del elemento cargado, y la importancia del elemento dentro de la estructura.

Los factores de reducción de efectos ϕ , están dados por la tabla N° 2.2

Tabla N° 2.2 Factores de reducción de efectos

Secciones controladas por tracción	0.9
Secciones controladas por compresión	0.75
Elementos con armadura en espiral(zunchos) de acuerdo con 10.9.3	0.65
Elementos con otros tipos de armadura	
Corte y Torsión	0.75
Aplastamiento del hormigón (excepto las zonas de anclaje postesadas y los modelos de bielas y tirantes)	0.65
Zonas de anclaje postesadas	0.85
Modelos de bielas y tirantes (Apéndice A)	0.75

FUENTE: ACI 318-11

Mientras que para determinar la carga última se tienen las siguientes combinaciones dadas por la Norma:

$$U = 1.4 D \quad (2.1)$$

$$U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (2.2)$$

$$U = 1.2 D + 1.6 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0 L \text{ ó } 0.5 W) \quad (2.3)$$

$$U = 1.2 D + 1.0 W + 1.0 L + 0.5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (2.4)$$

$$U = 1.2 D + 1.0 E + 1.0 L + 0.2 S \quad (2.5)$$

$$U = 0.9 D + 1.0 W \quad (2.6)$$

$$U = 0.9 D + 1.0 E \quad (2.7)$$

Dónde:

U = resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas.

D = cargas permanentes, o las solicitaciones correspondientes

L = sobrecargas, cargas vivas o las solicitaciones correspondientes

W = carga de viento, o las solicitaciones correspondientes

E = efectos de carga de las fuerzas sísmicas, o las solicitaciones correspondientes

H = cargas debidas al peso y presión lateral del suelo, del agua en el suelo.

2.4. Planteamiento Estructural de Edificaciones.

La función primaria de la estructura es resistir las acciones a que ha de estar sometida. En este sentido, muchas veces ha sido comparada al esqueleto del cuerpo humano, aunque el carácter dinámico del esqueleto hace que la comparación no resulte completamente exacta.

La resistencia de la estructura, mencionada en el párrafo anterior, debe entenderse en sentido amplio y no restringirse solamente a la resistencia mecánica de las solicitaciones derivadas de las acciones actuantes. En particular la resistencia a las acciones ambientales y la adecuada durabilidad durante el periodo de vida útil previsto en el proyecto de la estructura, son aspectos también esenciales.

Raras veces la estructura constituye por sí misma la construcción y lo más frecuente es que esté interconectada con otras partes, tales como los cerramientos, divisiones e instalaciones. En este sentido, la estructura no debe nunca ser concebida aisladamente sino que es necesario integrarla desde la concepción inicial en el conjunto del proyecto, de forma que resulte plenamente compatible con el resto de la obra.

Esta compatibilidad no siempre es fácil de alcanzar, especialmente porque el gran desarrollo actual de los métodos de cálculo y de las calidades de los materiales ha conducido a que nuestras estructuras sean, o puedan ser, mucho más flexibles que lo eran antiguamente. En sentido vertical, la flexibilidad de los forjados de los edificios está creando problemas en las tabiquerías.

2.4.1. Sistemas Estructurales.

El número de sistemas estructurales es muy variado. A continuación y de manera convencional, los analizaremos someramente, clasificándolos en dos grandes grupos según sean primordialmente aptos para resistir acciones verticales u horizontales.

2.4.1.1. Sistemas Estructurales Adecuados para Resistir Acciones Verticales.

La solución clásica está constituida por forjados, vigas y pilares que transmiten las cargas a la cimentación. (Fig 2.4)

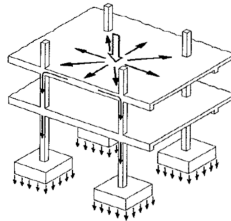


Figura 2.4: Sistemas estructurales **Fuente:** J. Calavera - Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón

2.5. Predimensionamiento, Análisis y Diseño Estructural.

Los siguientes apartados desarrollan de manera breve los procedimientos de diseño estructural utilizados en el presente proyecto para el diseño de los elementos de hormigón armado a partir de las especificaciones de la normativa americana “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-11)”, complementando lo encontrado en dichas especificaciones principalmente con el texto de comentario a dicha normativa y con el desarrollo analítico de los mismos procedimientos encontrado en el texto de Arthur H. Nilson “Diseño de Estructuras de Concreto” y en el libro de Jack Mc CORMAC “Design of Reinforced Concrete 9na edición”.

2.5.1. Diseño a Compresión.

Las columnas se definen como elementos que soportan principalmente cargas de compresión. En general, éstas soportan también momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal y esta acción de flexión puede producir fuerzas de tracción sobre una parte de la sección transversal. Aún en estos casos se hace referencia a las columnas como elementos a compresión puesto que este tipo de fuerza domina su comportamiento.

2.5.1.1. Columnas Cortas.

El caso más sencillo de columnas es el de una pieza corta cargada concéntricamente, caso en el cual, mediante un análisis sencillo de compatibilidad de deformaciones en una sección de una columna de hormigón armado se obtiene la **resistencia última nominal** de una columna cargada axialmente, en el que se debe reconocer la respuesta no lineal de ambos materiales mediante sus correspondientes diagramas esfuerzo-deformación:

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y \quad (2.8)$$

Dónde:

P_n = Resistencia axial nominal de la sección transversal.

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

f_y = Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

A_g = Área bruta de la sección, para una sección con vacíos, A_g es el área del hormigón solo y no incluye el área de los vacíos.

A_{st} = Área total del refuerzo longitudinal no preesforzado (barras o perfiles de acero).

Este valor de resistencia nominal con la introducción de factores de reducción de resistencia determina el valor de la **resistencia de diseño** útil de la columna.

El valor antes encontrado de resistencia de diseño útil representa la respuesta máxima que se podría obtener de una columna determinada. El reglamento ACI 318-11, para incluir el efecto de una excentricidad mínima con el fin de compensar excentricidades accidentales de cargas no tratadas en el análisis, además del factor de reducción de resistencia, establece un límite superior a la resistencia de diseño, que para columnas con estribos es igual a 0.80 veces la resistencia calculada anteriormente, resultando entonces:

$$\phi P_{n(\max)} = 0.80\phi[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y] \quad (2.9)$$

Con $\phi = 0.65$ (para columnas con estribos).

Algunos elementos sostienen ante todo cargas a compresión pero casi siempre, por continuidad de la estructura, está presente una flexión simultánea. Incluso aunque el cálculo de diseño demuestre que un elemento está cargado concéntricamente se debe tener en

cuenta que por las imperfecciones inevitables en el proceso constructivo se tendrán excentricidades y por consecuencia momentos flectores en el elemento construido. Por este motivo los elementos siempre deben diseñarse para compresión y flexión simultáneas en casi todos los tipos de estructuras de hormigón.

En el diseño de columnas tienen poca influencia los estados anteriores al estado último de ruptura por lo que el diseño de columnas se basa sobre todo en el estado de sobrecargas mayoradas, para el cual la resistencia requerida no debe exceder la resistencia de diseño:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (2.10a)$$

$$\phi P_n \geq P_u \quad (2.10b)$$

2.5.1.1.1. Análisis de Compatibilidad de Deformaciones.

La figura 2.5a muestra un elemento cargado en dirección paralela a su eje mediante una fuerza de compresión P_n y con una excentricidad e medida desde el eje central de la misma. La figura 2.5b muestra el diagrama de deformaciones de la sección a-a' cuando la carga aplicada lleva a la pieza a la resistencia nominal última y donde se supone que las secciones planas de la pieza permanecen planas luego de aplicadas las cargas, por lo que las deformaciones unitarias del hormigón varían linealmente con la distancia desde el eje neutro, localizado a una distancia c del lado más cargado del elemento.

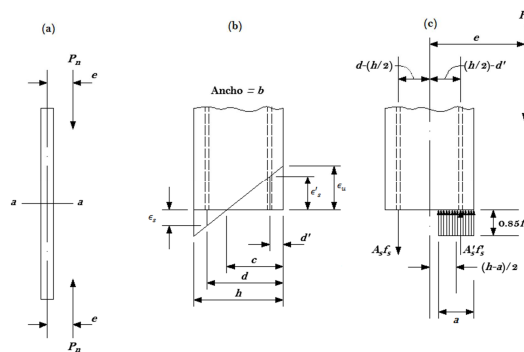


Figura 2.5: Columna sometida a compresión excéntrica: (a) Columna cargada. (b) Distribución de deformaciones en la sección a-a'. (c) Esfuerzos y fuerzas para la resistencia nominal última.

Fuente: “Design of Concrete Structures” 14th. Edition, Arthur Nilson..

La figura 2.5c presenta los esfuerzos y las fuerzas del acero y del concreto en respuesta a la carga aplicada. A partir de estas dos últimas figuras se plantean las siguientes ecuaciones de equilibrio estático, que son las dos ecuaciones básicas de equilibrio para elementos rectangulares sometidos a compresión excéntrica:

$$P_n = 0.85f'_c ab + A'_s(f'_s - 0.85f'_c) - A_s f_s \quad (2.11)$$

$$M_n = P_n e = 0.85f'_c ab \left(\frac{h-a}{2} \right) + A'_s(f'_s - 0.85f'_c) \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_s f_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (2.12)$$

Para grandes excentricidades, la falla inicia por la fluencia del acero traccionado. Para pequeñas excentricidades, el hormigón alcanzara su deformación límite ϵ_u antes de que el acero en tracción comience a fluir.

Para una excentricidad determinada a partir del análisis estructural ($e = M_u/P_u$), es posible resolver las ecuaciones (2.11) y (2.12) para la carga P_n y el momento M_n que producirán la falla tomando en cuenta que los esfuerzos del acero se pueden expresar en términos de la distancia del eje neutro a la fibra más cargada c , tomando $\epsilon_u = 0.003$ y utilizando la curva esfuerzo deformación del acero. De lo anterior se tienen únicamente como incógnitas los valores P_n y c para ser resueltos de manera simultánea con las dos ecuaciones.

Para secciones donde el refuerzo no está colocado únicamente en las caras más cargadas, sino distribuido en las cuatro caras, y en el caso en que se tenga una distribución asimétrica del mismo, el análisis es similar aunque se complica al tener que tomar en cuenta la variación de los esfuerzos en cada barra o grupo de barras dependiendo de su distancia al eje neutro según indique el diagrama de deformaciones en la sección.

2.5.1.1.2. Diagramas de Interacción.

Para el diseño práctico, en cuenta del análisis anterior para cada par de solicitaciones de diseño, es más efectiva la construcción de un diagrama de interacción de resistencia que defina la carga y momento de falla para determinada columna en el intervalo completo de excentricidades desde cero hasta infinito. Para cada excentricidad existe un sólo par de

valores P_n y M_n que producirán un estado inminente de falla. El conjunto de pares de valores genera una curva de interacción como la que se grafica en la figura 2.6.

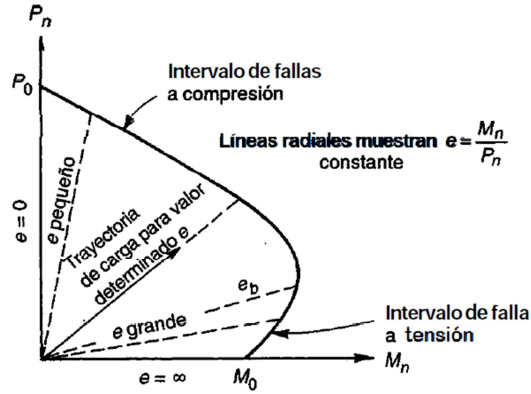


Figura 2.6: Diagrama de interacción nominal y sus características.

Fuente: "Design of Concrete Structures" 14th. Edition, Arthur Nilson.

Para una columna seleccionada de manera tentativa, se obtiene el diagrama de interacción escogiendo valores sucesivos de la distancia al eje neutro c desde el infinito ($e = 0$) hasta un valor muy pequeño encontrado por tanteos para obtener $P_n = 0$ ($e = \infty$, flexión pura).

En el diseño práctico se debe buscar que todos los pares de solicitaciones hallados con las combinaciones de carga en el análisis estructural conformen puntos que caigan dentro del sector encerrado por el diagrama de interacción. Además de lo anterior, para cumplir con el criterio de la economía, también se debería llegar a una sección tal que los pares de mayor solicitación caigan lo más cerca posible de la curva para aprovechar óptimamente la capacidad de la columna.

2.5.1.1.3. Falla Balanceada.

En la figura 2.6 se observa que el diagrama de interacción está dividido en dos intervalos: uno de falla a compresión y otro de falla a tracción. Como se indicó anteriormente, en el primer intervalo la falla ocurre al alcanzar el hormigón su deformación máxima mientras que en el segundo se debe a la fluencia del acero.

La falla balanceada se produce cuando el hormigón alcanza su deformación límite al mismo tiempo que el acero llega a su deformación de fluencia. Este punto es el divisorio entre la falla a compresión y la falla a tracción.

Los valores P_b y M_b (y por lo tanto la excentricidad e_b) se pueden determinar, con referencia a la figura 2.6 utilizando las siguientes ecuaciones en función a la compatibilidad de deformaciones:

$$c = c_b = d \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} \quad (2.13)$$

$$a = a_b = \beta_1 c_b \quad (2.14)$$

Estas dos ecuaciones proporcionan los datos de entrada para resolver el par de valores mencionado mediante las ecuaciones (2.11) y (2.12) de la forma descrita en la correspondiente sección.

Se puede observar que en la región de falla a compresión un incremento de P_n ocasiona una disminución en el valor de M_n mientras que en la región de falla a tracción ocurre lo contrario. Esto se debe a que en este último caso el incremento de la fuerza de compresión disminuye el esfuerzo de tracción que ocasiona la falla del acero en fluencia. En esta zona el diseño debe realizarse buscando en las combinaciones de carga la menor fuerza axial que acompaña al momento M_u .

2.5.1.1.4. Diagrama de Interacción de Diseño.

Para columnas, al igual que para todos los demás elementos diseñados de acuerdo al Código ACI, se establecen márgenes de seguridad apropiados mediante la aplicación de factores de sobrecarga a las cargas de servicio y de coeficientes de reducción de resistencia a las resistencias últimas nominales.

El diagrama de interacción de diseño difiere del nominal por la aplicación del factor ϕ de reducción de resistencia y por la imposición del límite superior para capacidad a cargas concéntricas por excentricidades accidentales α , hallado en la ecuación (2.9). Además se tiene en cuenta que el factor ϕ se puede incrementar desde 0,70 o 0,65, aplicable desde el menor valor entre ϕP_b o $0,10 f'_c A_g$, hasta el valor de 0,90 en $P = 0$. Esta transición se

indica mediante la línea continua en el extremo inferior derecho de la curva de resistencias de diseño.

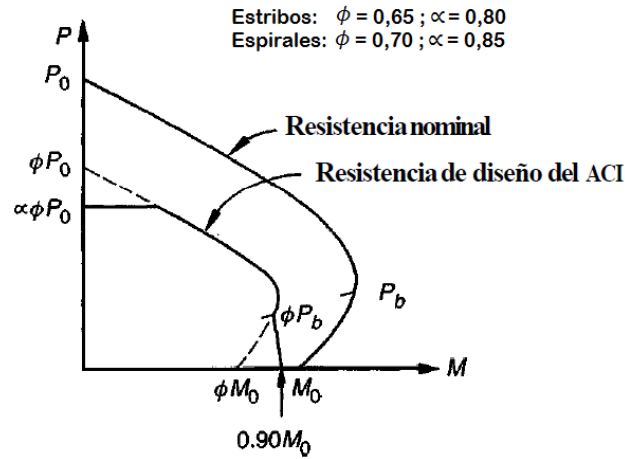


Figura 2.7: Diagrama de interacción de diseño. **Fuente:** Código ACI 318-11.

2.5.1.1.5. Flexión Biaxial.

Los procedimientos descritos entre las secciones 2.5.1.1 a 2.5.1.4 permiten diseñar columnas cuando la flexión está presente únicamente respecto a uno de los ejes principales de la sección. Por otra parte, la presencia de fuerzas axiales acompañadas por momentos flectores con respecto a los dos ejes de la sección transversal es una situación bastante frecuente en el diseño estructural de edificios corrientes.

El análisis de la resistencia de columnas cargadas biaxialmente se realiza en referencia a la figura 2.8. Dados los ejes principales de la sección, X y Y , se aplican los momentos M_y y M_x respectivamente con sus correspondientes excentricidades e_x y e_y , figura 2.8a y b, generando las curvas de interacción indicadas como Caso (a) y Caso (b) en los planos de flexión uniaxial en la figura 2.8d. En la figura 2.8(c) se combinan los momentos flectores ocasionando una excentricidad resultante cuya orientación se define mediante el ángulo λ :

$$\lambda = \arctan \frac{e_x}{e_y} = \arctan \frac{M_{ny}}{M_{nx}} \quad (2.15)$$

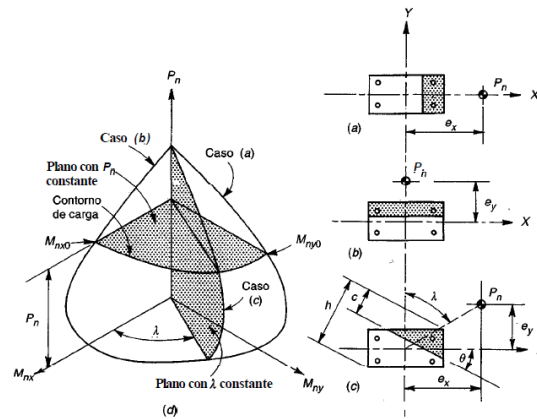


Figura 2.8: Diagrama de interacción para compresión y flexión biaxial: (a) flexión uniaxial respecto al eje Y; (b) flexión uniaxial respecto al eje X; (c) flexión biaxial respecto a un eje diagonal; (d) superficie de interacción.

Fuente: “Design of Concrete Structures” 14th. Edition, Arthur Nilson.

En este último caso la flexión es con respecto a un eje definido mediante el ángulo θ con respecto al eje X. El Angulo λ define un plano en la figura 2.8d. En este plano, la resistencia de la columna se define mediante la curva de interacción marcada como Caso (c). Se pueden definir curvas similares para distintos valores de λ , generando así una “superficie de falla”. Cualquier combinación de P_u , M_{ux} y M_{uy} que caiga dentro de la superficie de falla puede aplicarse de forma segura. Una superficie de falla bien puede representarse por medio de un conjunto de planos con λ constante o mediante otro conjunto de planos con P_n constante, llamados contornos de carga, como se indica en la figura.

La construcción de una superficie de falla es una extensión del análisis de flexión uniaxial. El procedimiento de cálculo podría realizarse seleccionando distancias sucesivas al eje neutro para un valor seleccionado de θ . Para cada una de las distancias se debería resolver para P_n , M_{nx} y M_{ny} mediante las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, utilizando además el diagrama de esfuerzo-deformación del acero, obteniendo así un solo punto de la superficie. Este cálculo de naturaleza repetitiva puede ser programado en computadora para obtener resultados rápidos y precisos.

La principal dificultad en el procedimiento recién descrito es que el eje neutro, salvo alguna inclinación particular, no es perpendicular a la excentricidad resultante de los dos

momentos: para elecciones sucesivas de θ , el valor de λ variará. Los puntos en la superficie de falla establecidos de esta manera se desviarán y no formarán una línea de falla como la indicada como Caso(c) en la figura 2.8d.

Existen alternativas al procedimiento anterior tales como el “Método del Contorno de Carga” y el “Método de la Carga Inversa” en los que se hacen algunas simplificaciones para obtener valores aproximados de carácter conservador, que aunque son útiles al no ser necesario obtener valores muy precisos tienen sus correspondientes limitaciones al ser de naturaleza aproximada.

En la actualidad los cálculos descritos son normalmente realizados con la ayuda de programas de computadora que ofrecen resultados rápidos y precisos. El procedimiento utilizado con mayor amplitud en el mercado de programas de diseño de columnas a flexión biaxial es el descrito por Ehsani en su artículo “CAD for Columns” donde incluye un diagrama de flujo para generar curvas a partir de un ángulo de excentricidad determinado por la relación M_{uy}/M_{ux} a partir del análisis estructural del pórtico. Esto se lleva a cabo seleccionando valores sucesivos para la distancia al eje neutro desde un valor pequeño hasta uno muy grande, para luego calcular los valores de P_n , M_{nx} y M_{ny} . Para cada distancia seleccionada del eje neutro se realiza una iteración del ángulo θ hasta que $\lambda = \arctan M_{ny}/M_{nx}$ coincida con el valor de $\lambda = \arctan M_{uy}/M_{ux}$. De esa manera se determina un punto en la curva señalada como Caso (c) de la figura 2.8d, procedimiento que se repite hasta obtener la curva de interacción con el valor particular de λ .

2.5.1.2.Efectos de Esbeltez en Elementos a Compresión.

Dada la antigüedad del problema, existe una gran base teórico-analítica para el estudio del trabajo a compresión de piezas esbeltas en la Mecánica de los Materiales, tanto si se trata de compresión sola como si viene acompañada de flexión.

En forma generalizada, Euler, el principal exponente de la materia, estableció que una columna cargada concéntricamente fallará por pandeo a una carga crítica igual a:

$$P_c = \frac{\pi^2 E_t I}{(kl)^2} \quad (2.16)$$

Dónde:

P_c = Carga crítica de pandeo de la pieza.

E_t = Módulo tangente de elasticidad del material, es decir, la pendiente de la tangente a la curva esfuerzo-deformación unitaria.

I = Momento de inercia de la sección.

kl = Longitud real de pandeo de la pieza.

La longitud de pandeo de la pieza viene determinada por los puntos de inflexión que se generan cuando se aplica la carga crítica, tal como se ilustra en la figura 2.9 para piezas con distintos grados de restricción.

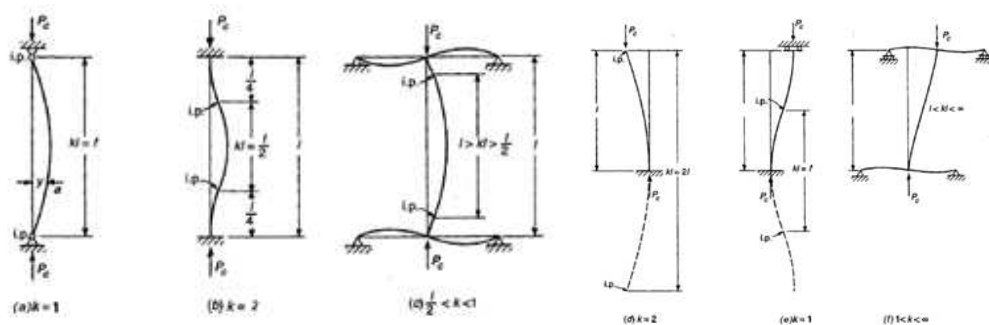


Figura 2.9: Longitudes de pandeo para columnas comprimidas concéntricamente: (a) columna biarticulada, (b) biempotrada, (c) parcialmente empotrada, (d) en voladizo, (e) biempotrada pero con desplazamiento lateral y (f) parcialmente empotrada con desplazamiento lateral.

Fuente: “Design of Concrete Structures” 14th. Edition, Arthur Nilson.

La situación de una columna sometida a carga axial más un momento flector (cuyo estudio es conocido como análisis $P-\Delta$) se ilustra en la figura 2.10, donde se puede observar que la deflexión inicial ocasionada en respuesta a la flexión en combinación con la fuerza axial aplicada genera momentos de segundo orden a lo largo de la pieza, siendo entonces el momento resultante:

$$M = M_o + Py \quad (2.17)$$

Dónde:

M = Momento total.

M_o = Momento inicial que produce la deflexión de primer orden.

$P\delta$ = Momento adicional de segundo orden producido por la fuerza P en combinación con la deflexión lateral de primer orden.

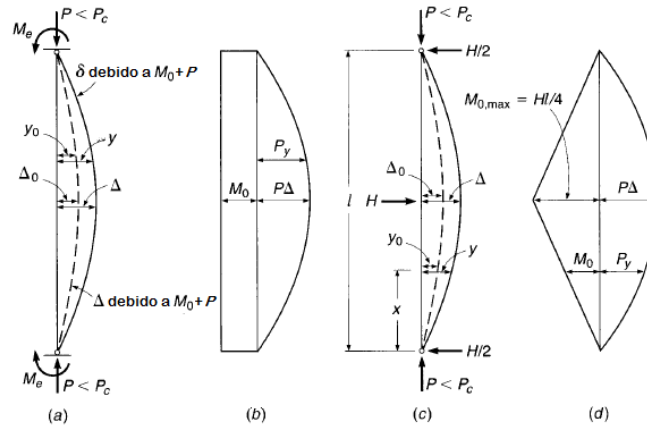


Figura 2.10: Momentos en elementos esbeltos sometidos a compresión más flexión, deflectados en curvatura simple. (a) y (b): Momento uniforme. (c) y (d): Momento producido por una carga puntual a media altura.

Fuente: “Design of Concrete Structures” 14th. Edition, Arthur Nilson.

Una columna esbelta de hormigón armado alcanza el límite de su resistencia cuando la combinación de compresión y flexión en la sección sometida al máximo esfuerzo produce la falla de la misma. En general la compresión es constante en la longitud del elemento, por lo que la columna se aproxima a la falla cuando en la sección sometida a mayor esfuerzo la fuerza axial P se combina con un momento $M = M_{max}$, de tal manera que esta combinación llega a ser igual a P_n y M_n , valores que indican la falla inminente de la sección tal como se observa en la figura 2.11.

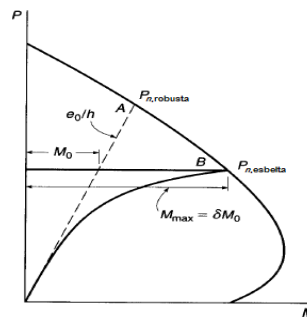


Figura 2.11: Efecto de la esbeltez en la capacidad de carga de una columna.

Fuente: “Design of Concrete Structures” 14th. Edition, Arthur Nilson.

Para una columna de una determinada sección transversal, la figura 2.11 presenta una curva típica de interacción. Se observa que el efecto de la esbeltez ocasiona que la trayectoria de capacidad de carga deje de ser una recta hacia el punto de falla *A*, como en el caso de columnas cortas, generando un incremento de esfuerzos a flexión de segundo orden que reduce la capacidad a cargas axiales de la pieza llegando entonces a la ruptura en el punto *B*, para una carga axial menor.

Los procedimientos del código ACI a desarrollarse en los siguientes apartados tienen por objeto definir cuándo debe ser tomada en cuenta la disminución de la capacidad de carga de una columna en particular y en qué magnitud. La norma permite utilizar distintos métodos para el fin mencionado; el método desarrollado en este trabajo es el de los momentos magnificados.

2.5.1.2.1. Criterios para Despreciar los Efectos de la Esbeltez:

Para permitir al diseñador prescindir de los análisis complicados que se requieren para el diseño de columnas esbeltas, el código ACI establece límites por debajo de los cuales los efectos de la esbeltez no son significativos y pueden despreciarse. Estos límites se ajustan para que generen una reducción máxima no prevista en la capacidad de la columna de no más de 5%. El análisis de esbeltez se despreciará si se cumplen las siguientes situaciones:

- a) Para pórticos arriostrados contra desplazamiento lateral:

$$kl_u/r \leq 34 - 12 M_1/M_2, \text{ donde: } M_1/M_2 \geq -0,5 \quad (2.18a)$$

- b) Para pórticos no arriostrados:

$$kl_u/r < 22 \quad (2.18b)$$

Dónde:

k = Factor de longitud efectiva.

r = Radio de giro de la sección.

l_u = Distancia libre entre losas de entrepisos, vigas u otros elementos que proporcionen soporte lateral..

M_1 = El menor de los momentos extremos mayorados en el elemento a compresión, positivo si el elemento se deflecta en curvatura simple y negativo si la curvatura es doble.

M_2 = El mayor de los momentos extremos mayorados en el elemento a compresión, siempre positivo.

Para la definición del factor de longitud efectiva k , que depende del grado de empotramiento de la columna en particular en sus dos extremos, una de las ayudas de diseño más utilizadas son los ábacos de alineamiento de Jackson y Moreland para columnas de sección transversal constante en pórticos de varios vanos:

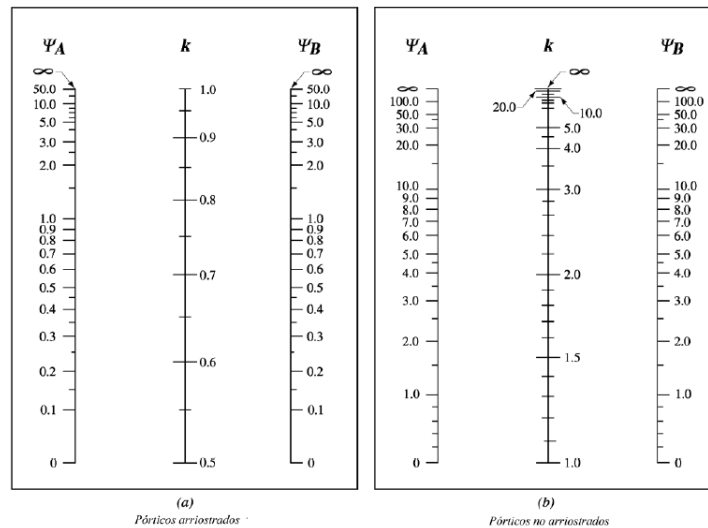


Figura 2.12: Ábacos de Jackson y Moreland para el factor de longitud efectiva, k .

Fuente: Código ACI 318-11.

Dónde:

Ψ = Relación de $\sum(EI/l_c)$ de los elementos a compresión respecto a $\sum(EI/l)$ de los elementos a flexión en el mismo plano del extremo del elemento a compresión.

l_c = Longitud del elemento a compresión, medida entre los centros de los nudos.

l = Luz del elemento a flexión medida de centro a centro de los apoyos.

Cabe señalar a esta altura que los valores de las fuerzas axiales mayoradas P_u , los momentos mayorados M_1 y M_2 en los extremos de las columna y la deriva del entrepiso Δ_o

en las expresiones expuestas en la presente y las siguientes secciones deben ser calculados a través de un análisis elástico de primer orden tomando en cuenta el efecto de las cargas axiales, la presencia de regiones agrietadas y los efectos de la duración de las cargas en las propiedades de la sección. Las rigideces EI usadas en un análisis elástico por resistencia deben representar las rigideces de los elementos inmediatamente antes de la falla. La norma indica los siguientes valores, que han sido escogidos con base de ensayos de estructuras y de análisis:

Tabla 2.3: Propiedades de cálculo de elementos estructurales.

Módulo de Elasticidad, E_c	
*Para $w_c = 1500 - 2500 \text{ kg/m}^3$	$w_c^{1,5} 0,043 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
*Para H° de densidad normal	$4700 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
Momentos de Inercia, I	
*Vigas	$0,35 I_g$
*Columnas	$0,70 I_g$
*Muros	
-No agrietados	$0,70 I_g$
-Agietados	$0,35 I_g$
*Placas planas y losas planas	$0,25 I_g$
Área, A	$1,0 A_g$

Fuente: Código ACI 318-11.

Dónde:

$w_c =$ Densidad del hormigón, kg/m^3 .

$f'_c =$ Resistencia característica a compresión del hormigón, Mpa.

$I_g =$ Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tomar en cuenta el refuerzo.

$A_g =$ Área bruta de la sección, para una sección con vacíos A_g es el área del hormigón sólo y no incluye el área de los vacíos.

2.5.2. Diseño a Flexión.

El diseño de estructuras de hormigón armado se fundamenta en el concepto de proporcionar suficiente resistencia para sostener sobrecargas hipotéticas. De manera análoga al caso de columnas, el método de diseño del código ACI para vigas se basa en las desigualdades:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (2.19a)$$

$$\phi P_n \geq P_u \quad (2.19b)$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2.19c)$$

Un elemento diseñado con base en una resistencia adecuada para un estado de carga hipotético, también debe comportarse en forma satisfactoria bajo condiciones normales de cargas de servicio. En el procedimiento presentado por el código ACI a partir de su versión del año 1995, denominado método de la resistencia, después de calcular las dimensiones para obtener una resistencia adecuada, se determinan las deflexiones y luego se comparan con los valores límites (o se controlan de otra manera), y el ancho de las grietas se limita mediante métodos específicos. Este enfoque de diseño también es conocido como método de diseño para estados límites.

2.5.2.1. Condiciones de Equilibrio.

Las vigas de hormigón armado pueden encontrarse en distintos estados de fisuración de acuerdo a la magnitud de los esfuerzos (y por tanto deformaciones) que deban resistir. La aplicación de solicitaciones de flexión en un elemento, salvo el caso de flexión compuesta con pequeña excentricidad, produce esfuerzos de compresión y de tracción. Siendo el hormigón poco apto para soportar éstos últimos, ocurre una transferencia total de los mismos a las barras de refuerzo a partir del límite del hormigón correspondiente a dicho esfuerzo. La figura 2.13 ilustra los cambios en el comportamiento de una pieza que es sometida a esfuerzos cada vez mayores:

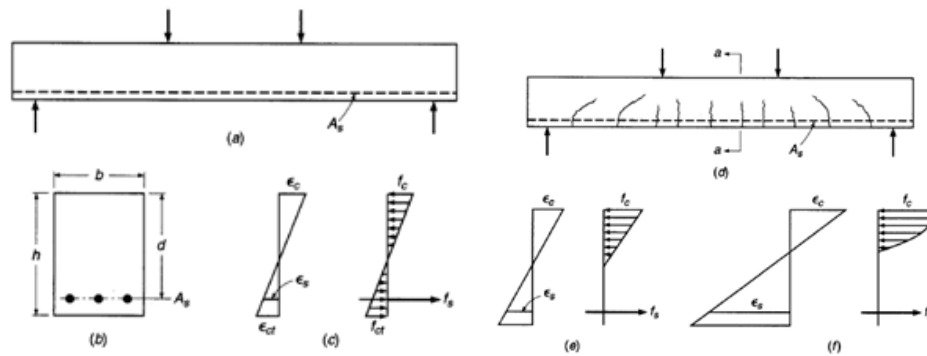


Figura 2.13: Comportamiento de vigas de hormigón armado frente a cargas crecientes.

Fuente: “Design of Concrete Structures” 14th. Edition, Arthur Nilson.

Se puede observar en la figura 2.13b y c que a cargas pequeñas, que no superen la resistencia del hormigón a tracción, la sección actúa como un todo a niveles elásticos de esfuerzo. En la figura 2.13d y e se tiene que al superar la resistencia a tracción del hormigón las fisuras aparecen y el hormigón solo trabaja a compresión, siendo la tracción resistida enteramente por el acero; los esfuerzos en el hormigón aún continúan en un rango elástico. En la figura 2.13f se observa el diagrama de esfuerzos de la sección cuando se aproxima a su resistencia última, se tiene que el eje neutro de la sección asciende cada vez más y que el comportamiento del hormigón ahora es elasto-plástico y que la distribución de esfuerzos toma la forma de su diagrama esfuerzo-deformación.

En el diseño de vigas en estructuras, lo que interesa primordialmente es el comportamiento de las piezas en el estado de resistencia última. La distribución de esfuerzos para la carga última se ilustra en la siguiente figura:

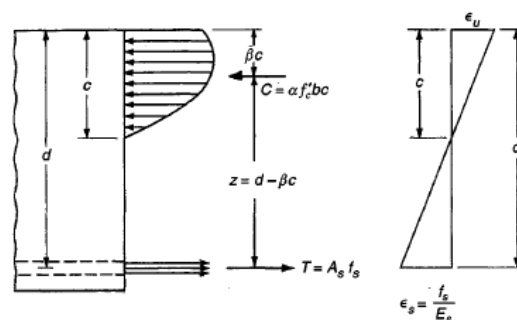


Figura 2.14: Distribución de esfuerzos para carga última.

Fuente: “Design of Concrete Structures” 14th. Edition, Arthur Nilson.

En la figura 2.14 se observa que el momento externo es resistido por un par de fuerzas resultantes de los esfuerzos en el hormigón y el acero, C y T , con un brazo interno z que depende de la altura útil d y de las dimensiones de la cabeza comprimida de hormigón y de su distribución de esfuerzos.

Se han elaborado en las últimas décadas varios métodos para la resolución del problema de determinar la resistencia última de una viga de hormigón armado con diversos enfoques y criterios. El método descrito en los siguientes apartados es el que recomienda el código ACI a partir de su versión 1995 y se basa en la determinación de los valores α y β (indicadores de posición y magnitud de la resultante de compresión C) para dicha resolución.

2.5.2.2. Cuantía Balanceada de Acero.

La falla de una viga se puede dar de dos formas distintas: la falla de piezas con una pequeña o moderada cantidad de refuerzo se da por fluencia del acero a tracción, presentando grandes deformaciones antes del colapso; la falla de piezas con una cantidad tal de refuerzo que el acero no llega al esfuerzo de fluencia se da por aplastamiento del hormigón comprimido y ocurre de forma frágil, es decir, de forma brusca y sin previo aviso. Las vigas de falla dúctil son llamadas vigas sub armadas mientras que las de falla frágil son conocidas como sobre armadas.

La cuantía balanceada de acero en una viga se define como la cantidad de refuerzo para la cual la falla se da exactamente al mismo tiempo en el acero y en el hormigón, siendo el límite divisorio entre las cuantías que ocasionarían una falla dúctil y las que derivarían en una frágil. Esta cuantía se determina con base en los criterios de falla en ambos materiales, el esfuerzo de fluencia en el acero f_y correspondiente a la deformación ϵ_y y la deformación última de aplastamiento del hormigón $\epsilon_u = 0,003$. Con referencia a la figura 2.14 se obtiene (2.20) luego de realizar algunas sustituciones a partir de la condición de equilibrio $C = T$, se determinan las dos siguientes relaciones:

$$c = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} d \quad (2.20)$$

$$\rho_b = 0,85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} d \quad (2.21a)$$

Dónde:

ρ_b = Cuantía de refuerzo A_s , evaluada sobre el área bd que produce condiciones balanceadas de deformación unitaria.

En esta última expresión, si reemplazamos $\epsilon_u = 0,003$ y $E_s = 200'000 \text{ Mpa}$, llegamos a:

$$\rho_b = 0,85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} d \quad (2.21b)$$

Según el código ACI, todas las vigas se deberían calcular para que fallen por fluencia del acero a tracción. En versiones de años anteriores, se fijaba el valor límite de $\rho = 0,75\rho_b$ para asegurar que la pieza fuera subarmada, en las versiones posteriores a la del año 1995 se emplean las deformaciones en las barras de acero situadas con la mayor excentricidad para asegurar la falla dúctil, este último procedimiento se desarrollará en la siguiente sección.

2.5.2.3. Cuantía Mínima de Acero.

Una modalidad de falla puede ocurrir en vigas con muy poco refuerzo. Si la resistencia a flexión de la sección fisurada es menor que el momento que produce agrietamiento de la sección no fisurada con anticipación, se generará una falla inmediata y sin ningún aviso de peligro una vez que se forme la primera grieta de flexión.

Para evitar este tipo de falla se puede establecer un límite inferior para la cuantía de acero igualando el momento de agrietamiento con la resistencia de la sección fisurada. El código ACI indica la siguiente desigualdad para obtener cuantías mínimas:

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w d \quad (2.22a)$$

$$A_{s,min} \geq \frac{1,4}{f_y} b_w d \quad (2.22b)$$

Dónde:

$A_{s,min}$ = Cuantía mínima de acero para flexión, mm^2 .

b_w = Ancho del alma, mm .

d = Altura útil, distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción, mm .

El código señala además, tomando en cuenta el caso de elementos grandes donde las cuantías antes señaladas sean excesivas, que los anteriores requisitos no necesitan ser aplicados si la cuantía proporcionada en cada sección de la pieza es al menos un tercio (1/3) mayor a la requerida por análisis.

2.5.3. Diseño a Cortante.

El diseño de secciones de hormigón armado para resistir solicitaciones de corte, de acuerdo a la filosofía del código ACI, se realiza bajo la condición:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2.23)$$

En la que el valor del coeficiente de reducción de resistencia ϕ debe tomarse igual a 0,75, valor que es más conservador que el indicado para diseño de vigas a flexión por existir mayor grado de incertidumbre en el diseño a corte que en el de flexión pero sobre todo por la naturaleza violenta de la falla a cortante de piezas de hormigón armado.

La resistencia nominal al cortante se calcula mediante:

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.24)$$

Dónde:

V_c = Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia nominal a cortante proporcionada por la armadura de cortante.

En un elemento sin refuerzo para cortante, se supone que el cortante lo resiste el alma de hormigón. En un elemento con armadura de cortante se supone que una parte del cortante la soporta el hormigón y el resto el refuerzo para corte.

En los siguientes apartados se describe el comportamiento que presentan vigas sometidas a esfuerzos de corte y el procedimiento de diseño de una pieza para resistir determinada fuerza cortante.

2.5.3.1. Resistencia a Cortante Proporcionada por el Hormigón.

La resistencia a cortante proporcionada por el hormigón V_c se supone que es igual para vigas con y sin armadura para cortante, y se toma como el cortante que produce un agrietamiento diagonal significativo. La expresión general para la contribución del hormigón a la resistencia a cortante nominal que incluye la contribución generada por el entrelazamiento de agregados, la acción de dovela del refuerzo principal y la del hormigón no fisurado es:

$$V_c = \left(\sqrt{f'_c} + 120\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) \frac{b_w d}{7} \leq 0,3\sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.25)$$

Donde ρ_w es la cuantía de acero longitudinal a tracción y la relación $V_u d/M_u$ no debe ser mayor a 1,0.

La ecuación (2.25) es apropiada para el diseño computarizado o para investigación. Para cálculos manuales su uso puede ser difícil por la variación de los valores de V_u , M_u y ρ_w a lo largo de la luz. El código ACI permite una ecuación alterna para calcular V_c :

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) b_w d \quad (2.26)$$

La relación (2.26) es muy conservadora en regiones donde la relación V_u/M_u es grande, como cerca de los bordes de luces simples; sin embargo, debido a su simplicidad, es la que generalmente se utiliza en la práctica.

Anteriormente se indicó que el agrietamiento por tensión diagonal ocurre cuando el esfuerzo principal de tensión en el alma de la viga, producido por la acción combinada de cortante y flexión, alcanza la resistencia a tensión del hormigón. Es obvio que la introducción de una fuerza longitudinal, que modifica la magnitud y dirección del esfuerzo principal de tracción, puede alterar de manera significativa la carga de agrietamiento

diagonal. Para tener en cuenta lo anterior, se parte de (2.23) para el cálculo del cortante crítico tomando el siguiente momento modificado en cuenta de M_u :

$$M_m = M_u - N_u \left(\frac{4h-d}{8} \right) \quad (2.27)$$

En esta última expresión, la relación V_u/M_u no necesita limitarse a 1,0 como antes y la fuerza axial N_u se debe tomar como positiva cuando es de compresión. Para vigas sometidas a compresión axial, el límite superior para V_c de (2.25) se reemplaza por:

$$V_c = 0,3\sqrt{f'_c}b_wd \sqrt{1 + \frac{0,3N_u}{A_g}} \quad (2.28)$$

Donde A_g es el área bruta de la sección de hormigón y N_u/A_g debe expresarse en *Mpa*. Cuando M_m calculado por (2.27) es negativo, V_c debe calcularse por medio de (2.28).

Debido a la complejidad de la obtención de V_c mediante (2.27) y (2.28), el código ACI permite el uso de la expresión simplificada:

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) b_wd \quad (2.29)$$

El gráfico II.3-11 muestra una comparación entre el rango de valores obtenidos de la forma completa y los valores obtenidos mediante la forma simplificada. Se puede observar que la ecuación simplificada brinda valores muy conservadores a medida que incrementa la fuerza axial de compresión aplicada a la pieza.

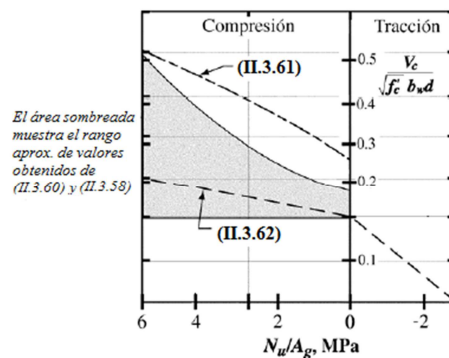


Figura 2.15: Comparación de las ecuaciones de resistencia al cortante para elementos con carga axial. **Fuente:** Código ACI 318-11.

2.5.3.2. Cálculo de la Armadura de Corte.

El procedimiento de cálculo para el diseño de armadura para cortante según el código ACI 318-11 es una sucesión de fórmulas y limitantes sencillas, más debidas a la experiencia que a métodos racionales, ajustadas a lo largo de los años en las distintas ediciones del código, cuya finalidad es proporcionar un refuerzo transversal tal que permita obtener con cierto grado de seguridad elementos que sean capaces de desarrollar su máxima capacidad a momento flector en vez de tener limitada su resistencia por una falla a cortante prematura. Lo anterior es necesario tanto por motivos económicos como de seguridad para los usuarios que deben ser protegidos de una falla súbita y explosiva como la del cortante.

Las disposiciones del código para el diseño del refuerzo a cortante se desarrollan en los siguientes apartados.

2.5.3.2.1. Separación Máxima entre Estribos.

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder los siguientes valores:

$$s \leq \begin{cases} d/2 \\ 600mm \end{cases} \quad (2.30)$$

Donde s es la separación entre estribos y d la altura útil de la pieza.

Si se trata de estribos inclinados o de refuerzo longitudinal inclinado, se debe tener un espaciamiento tal que cada línea a 45° que se extienda desde la mitad de la altura del elemento hasta el refuerzo longitudinal de tracción debe estar cruzada por lo menos por una línea de refuerzo de cortante.

Adicionalmente, si se cumple la relación:

$$V_u - V_c = V_s > \sqrt{\frac{f'_c}{3}} b_w d \quad (2.31)$$

Las separaciones máximas dadas en (2.57) se deben reducir a la mitad.

2.5.3.2.2. Armadura Mínima para Cortante.

El refuerzo para cortante restringe la formación de grietas diagonales y, por consiguiente, aumenta la ductilidad de la pieza y advierte del peligro de falla. Este refuerzo resulta de gran valor si un elemento es sometido a una fuerza de tracción imprevista, o a una sobrecarga. Por lo tanto, siempre debe colocarse un área mínima de armadura de cortante $A_{v,min}$ en todo elemento de hormigón armado sometido a flexión donde $V_u > 0,5\phi V_c$, excepto en:

- Losas y zapatas.
- Losas nervadas de hormigón y viguetas.
- Vigas cuya altura cumpla:

$$h \leq \begin{cases} 250mm \\ 2,5h_f \\ 0,5b_w \end{cases} \quad (2.32)$$

Cuando se requiera refuerzo para cortante, ya sea de acuerdo con el párrafo anterior o por análisis, y cuando la torsión pueda ser despreciada, el área mínima de refuerzo de corte $A_{v,min}$ debe ser calculada según:

$$A_{v,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq 0,33 \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (2.33)$$

Dónde:

$A_{v,min}$ = Área mínima de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s , mm^2 .

2.5.3.2.3. Cálculo de la Armadura para Cortante.

De acuerdo a (2.23) y (2.24) se tiene que, en las secciones donde V_u exceda a ϕV_c , el acero debe calcularse para resistir con seguridad la diferencia entre dichos valores mediante una de las siguientes expresiones:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (2.34)$$

Dónde:

A_v = Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s , mm^2 .

f_{yt} = Resistencia especificada a la fluencia f_y de la armadura transversal, *Mpa*.

Normalmente es conveniente para el diseño definir primero el área de refuerzo transversal y luego obtener mediante la anterior relación el espaciamiento correspondiente al área seleccionada:

$$s = \frac{\phi A_v f_y d}{V_u - \phi V_c} \quad (2.35)$$

Donde se utilicen estribos inclinados como refuerzo para cortante, la expresión (2.34) se modifica como sigue:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \quad (2.36)$$

Donde α es el ángulo entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del elemento, y la separación s se mide en la dirección paralela al eje longitudinal. En realidad, se puede observar que la ecuación (2.34) es el caso particular de (2.36) en que $\alpha = 90^\circ$.

Donde el refuerzo para cortante consiste en una barra individual o en un solo grupo de barras paralelas, todas dobladas a la misma distancia del apoyo:

$$V_s = A_v f_y \sin \alpha \leq \frac{\sqrt{f'_c}}{4} b_w d \quad (2.37)$$

Donde α es el ángulo entre el refuerzo doblado y el eje longitudinal del elemento.

Para evitar fisuras diagonales de ancho excesivo, el código ACI limita la resistencia de las barras de acero a usar en el refuerzo a corte a $f_{yt} \leq 420 \text{ Mpa}$. Además, de acuerdo al código ACI, en ningún caso se puede considerar V_s mayor que:

$$V_s \leq \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.38)$$

Sin importar la cantidad de refuerzo transversal para corte que se use.

2.5.4. Diseño a Torsión.

De manera similar a los anteriores apartados, el diseño de elementos a solicitaciones de torsión debe cumplir:

$$\phi T_n \geq T_u \quad (2.39)$$

Dónde:

ϕ = Coeficiente de reducción de resistencia.

T_n = Resistencia nominal a torsión.

T_u = Torsión última, producto de la combinación más crítica de cargas mayoradas.

El coeficiente de reducción de resistencia ϕ se toma, al igual que en el diseño a cortante, con el valor de 0,75. El valor del coeficiente ϕ en torsión, al igual que en el diseño a otras solicitaciones, corresponde al grado de riesgo que correría el usuario de una estructura si se presentara una hipotética falla frágil y al nivel de incertidumbre en las suposiciones de diseño.

En los siguientes apartados se explica y desarrolla brevemente el procedimiento de diseño para solicitaciones de torsión y su combinación con tipos de acciones en una estructura.

2.5.4.1. Modelo Idealizado para Diseño a Torsión.

El diseño para torsión según el código ACI fue desarrollado de acuerdo a la idealización de la viga sometida a torsión como un tubo de pared delgada, antes de su agrietamiento a torsión, y prácticamente como una cercha espacial luego de agrietada la sección, despreciando el núcleo de hormigón de la sección transversal de la viga sólida, tal como se ilustra en la figura 2.16.

Una vez que la viga de hormigón armado se ha agrietado en torsión, su resistencia torsional es provista básicamente por los estribos cerrados y barras longitudinales ubicadas cerca de la superficie del elemento donde se supone que éstos hacen las veces de tirantes mientras que el hormigón fisurado continua trabajando a compresión en las bielas comprimidas diagonalmente tal como se observa en la figura 2.16b.

Se supone que la resistencia es proporcionada por la capa exterior de la sección transversal centrada aproximadamente en los estribos cerrados. Tanto las secciones sólidas como las huecas se idealizan como tubos de pared delgada tanto antes como después del agrietamiento.

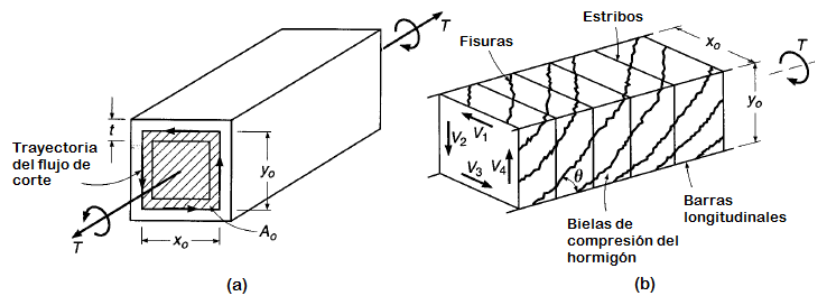


Figura 2.16: a) Idealización como tubo de pared delgada en sección no fisurada.

b) Modelado como cercha espacial de sección fisurada.

Fuente: “Design of Concrete Structures” 14th. Edition, Arthur Nilson.

2.5.4.2. Momento Crítico de Torsión:

Cuando los esfuerzos de tensión diagonal en una pieza exceden la resistencia a la tensión del hormigón, se forma una grieta en algún sitio accidentalmente más débil y ésta se propaga inmediatamente a través de la viga. El valor del momento torsor que corresponde a la formación de esta grieta diagonal se conoce como el torque de agrietamiento T_{cr} .

Los torques que no exceden de aproximadamente un cuarto del torque de agrietamiento T_{cr} no producen una reducción estructuralmente significativa en la resistencia al cortante, por lo que pueden ser ignorados. Se supone que el agrietamiento se produce cuando el esfuerzo principal de tracción alcanza un valor igual a $(\sqrt{f'_c}/3)$, por lo que se permite despreciar los efectos de la torsión si el momento torsional mayorado T_u es menor que:

- a) En elementos no preesforzados

$$T_u < \frac{\phi \sqrt{f'_c}}{12} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \quad (2.40)$$

- b) Para elementos no preesforzados sometidos a tracción axial o fuerzas de compresión

$$T_u < \frac{\phi \sqrt{f'_c}}{12} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{3N_u}{A_g \sqrt{f'_c}}} \quad (2.41)$$

En ambas relaciones:

A_{cp} = Área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, mm^2 .

p_{cp} = Perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, mm .

N_u = Carga axial mayorada normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con T_u ; debe tomarse como positiva para compresión y negativa para tracción.

A_g = Área bruta de la sección, mm^2 . Para una sección con vacíos, A_g es el área del hormigón solo y no incluye el área de los vacíos.

Para elementos sólidos, la interacción entre la torsión de agrietamiento y el cortante por agrietamiento inclinado es aproximadamente circular o elíptica. Para un relación de este tipo, un torque de $0,25T_{cr}$, como el que se usa en las dos ecuaciones anteriores, corresponde a una reducción del 3% en el cortante por agrietamiento inclinado. Esta última reducción, según el código ACI, se puede considerar despreciable.

2.5.4.3. Torsión Primaria y Secundaria.

Al considerar los efectos de torsión en las estructuras de hormigón armado, es importante diferenciar entre torsión primaria y torsión secundaria. La torsión primaria, algunas veces llamada torsión de equilibrio o torsión estáticamente determinada, se presenta cuando la carga externa no tiene otra alternativa que ser resistida por torsión. En estos casos, la torsión necesaria para mantener el equilibrio estático puede determinarse en forma “única”. Un ejemplo es el voladizo de la figura 2.17a, donde la estructura necesita de momentos torsores resistentes en las columnas para equilibrarse. Sin estos momentos de torsión, la estructura colapsaría.

En contraste a la condición anterior se genera la torsión secundaria también llamada torsión por compatibilidad o torsión estáticamente indeterminada, a partir de los requisitos de compatibilidad de deformaciones entre partes adyacentes de una estructura. Generalmente en este caso existe la posibilidad de una redistribución interna de fuerzas y de un equilibrio alterno. Un ejemplo de torsión secundaria sería la viga de borde que sostiene una losa monolítica de hormigón como la de la figura 2.17b. Si la viga tiene una resistencia adecuada a la torsión que se le aplica entonces los momentos serán aproximadamente los de un apoyo exterior rígido como en 2.19c. Si la pieza no tiene la

rigidez necesaria a torsión se presentará un agrietamiento que disminuirá aún más dicha rigidez y el comportamiento se aproximará al de un apoyo articulado como en 2.19d.

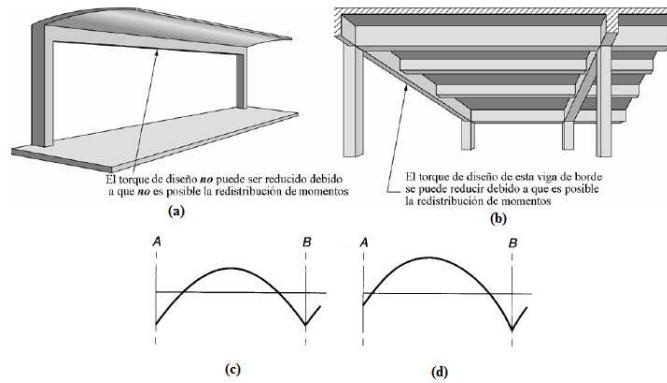


Figura 2.17: Torsión primaria y secundaria. **Fuente:** Código ACI 318-11.

En una estructura estáticamente indeterminada, donde se puede producir una reducción del momento torsional en el elemento debido a una redistribución de fuerzas internas después del agrietamiento a esfuerzos de torsión, se permite reducir el máximo momento torsor T_u a los valores dados por las siguientes expresiones:

- a) En elementos no preesforzados

$$T_u \geq \frac{\phi \sqrt{f'_c}}{3} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \quad (2.42)$$

- b) Para elementos no preesforzados sometidos a una fuerza axial de tracción o compresión

$$T_u \geq \frac{\phi \sqrt{f'_c}}{12} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{3N_u}{A_g \sqrt{f'_c}}} \quad (2.43)$$

Donde los símbolos tienen el mismo significado que el señalado en el apartado anterior.

El valor reducido de T_u que admite el código ACI, intenta aproximar la resistencia de torsión al agrietamiento de la viga de soporte para una carga combinada de torsión y flexión. Las grandes rotaciones que se presentan con carga de torsión esencialmente constante producirían una redistribución significativa de las fuerzas internas, justificando la utilización del valor reducido en el diseño del elemento a torsión y de los elementos de soporte.

2.5.4.4. Límites en el Esfuerzo Cortante.

Rara vez se encuentra un elemento sujeto únicamente a torsión. La situación normal es aquella de una viga sujeta a los momentos flectores y fuerzas cortantes usuales, solicitaciones a las cuales se superponen los momentos torsores. En un elemento fisurado, tanto el corte como la torsión incrementan las fuerzas diagonales en las bielas de compresión, los anchos de las fisuras diagonales y la resistencia requerida del refuerzo transversal.

Con base principalmente en observaciones empíricas, el ancho de las grietas diagonales en condiciones de servicio puede limitarse controlando el esfuerzo cortante calculado bajo torsión y cortante mayorados. Las dimensiones de la sección transversal deben ser tales que:

c) En secciones sólidas:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c}\right) \quad (2.44)$$

d) En secciones huecas:

$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2 \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c}\right) \quad (2.45)$$

Si es que el espesor de la pared es menor que A_{oh}/p_h , el segundo término de la ecuación (II.3.66) debe reemplazarse como sigue:

$$\left(\frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2 \rightarrow \left(\frac{T_u}{1,7 A_{oh} t}\right)^2$$

Dónde:

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección transversal que ocurre simultáneamente con T_u .

p_h = Perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado dispuesto para torsión, mm .

A_{oh} = Área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo dispuesto para resistir la torsión, mm^2 .

2.5.4.5. Cálculo de la Armadura para Torsión.

El refuerzo por torsión incluye tanto armadura transversal como armadura longitudinal, tal como se vio en la idealización de una pieza fisurada a torsión. A diferencia de la armadura para cortante, el refuerzo para torsión siempre debe consistir en estribos cerrados, ya que de otra manera no se brindaría una resistencia adecuada al flujo de cortante que tiene lugar alrededor de toda la pieza.

La resistencia nominal a torsión de una pieza de hormigón armado según el código ACI se halla mediante:

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \quad (2.46)$$

Dónde:

A_o = Área bruta encerrada por la trayectoria del flujo de cortante, mm^2 .

A_t = Área de una rama de un estribo cerrado que resiste torsión con un espaciamiento s , mm^2 .

f_{yt} = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal cerrado para torsión, Mpa .

θ = Ángulo entre el eje de un puntal o biela de compresión y la cuerda de tracción de un elemento.

Se permite tomar $A_o = 0,85A_{oh}$ y el valor del ángulo debe cumplir: $30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$. Esta última expresión se obtiene analizando el modelo puntal-tensor definido para vigas fisuradas a torsión y sirve, luego de despejar el término A_t/s , para calcular la armadura transversal para torsión.

Una vez determinada la armadura transversal de torsión, debe definirse el valor del refuerzo transversal combinado entre corte y torsión A_{v+t} de la siguiente forma:

$$\left(\frac{A_{v+t}}{s}\right) = \frac{A_v}{s} + 2\frac{A_t}{s} \quad (2.47)$$

Donde A_v es el área de dos ramas de un estribo cerrado mientras que A_t es el área de una sola rama de un estribo cerrado.

El área adicional de refuerzo longitudinal necesario para torsión, A_t , no debe ser menor que:

$$A_t = \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y} \right) \cot^2 \theta \quad (2.48)$$

Dónde:

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal de torsión, *Mpa*.

El valor de A_t/s en (2.48) corresponde al refuerzo determinado mediante (2.46) sin modificar su valor para evitar el uso de cantidades excesivas de armadura longitudinal.

2.5.4.6. Refuerzo Mínimo para Torsión.

Para controlar la pérdida de rigidez tras el agrietamiento inclinado y así permitir el desarrollo de la resistencia torsional última de la viga, el máximo espaciamiento para el refuerzo transversal para torsión no debe exceder al más pequeño de los siguientes valores:

$$s \leq \begin{cases} p_h/8 \\ 300mm \end{cases} \quad (2.49)$$

Complementariamente a la anterior disposición el código indica que el refuerzo longitudinal para torsión debe estar distribuido a lo largo del perímetro del estribo cerrado con un espaciamiento máximo de $300mm$ entre barras y que debe haber por lo menos una barra longitudinal en cada esquina de los estribos.

El refuerzo a torsión debe ser desarrollado más allá del punto en que se requiera por análisis en por lo menos una distancia igual a $(b_t + d)$, donde b_t es el ancho de la parte de la sección transversal que contiene los estribos cerrados para torsión. Esta distancia es mayor a la usada para el refuerzo de cortante y flexión debido a que las fisuras por tracción diagonal debidas a la torsión se desarrollan en un patrón helicoidal.

Además, donde se requiera refuerzo para torsión, el área mínima combinada por corte y torsión de estribos cerrados debe calcularse como:

$$(A_v + 2A_t) = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq 0,35 \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (2.50)$$

En realidad, si un elemento está sometido a un momento torsor mayor a $0,25T_{cr}$, como se había establecido anteriormente, la armadura transversal mínima para la combinación de torsión y cortante es $0,35b_w s / f_{yt}$, siendo el otro término de la ecuación (2.50) añadido para compatibilizar con la ecuación de armadura mínima para cortante.

En base a un análisis experimental del comportamiento de especímenes de ensayo conformados por vigas de hormigón armado sometidas a torsión pura y a torsión combinada con corte llevado a cabo por un comité de la ACI en el año 1995, se definió que el área mínima total de refuerzo longitudinal para torsión $A_{t,min}$, para evitar el riesgo de falla frágil tras el agrietamiento inclinado, debe calcularse como:

$$A_{t,min} = \frac{5\sqrt{f'_c}A_{cp}}{12f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad (2.51)$$

Dónde:

$$\frac{A_t}{s} \geq 0,175 \frac{b_w}{f_{yt}} \quad (2.52)$$

Adicionalmente, el reglamento indica que se debe utilizar un diámetro mínimo de refuerzo longitudinal de 1/24 del espaciamiento entre estribos pero que no sea menor del diámetro $\phi = 10mm$ (equivalente al No.10 en sistema decimal y al No.3 en unidades inglesas).

2.5.5. Diseño de Fundaciones.

Las fundaciones como elemento estructural particular deben ser diseñadas para soportar esfuerzos de flexión, corte, punzonamiento y aplastamiento. El reglamento ACI 318-11 define el formato general de diseño de la misma manera que para otros elementos estructurales según lo indicado en la sección II.3.1. y tomando en cuenta los factores de la tabla 2.2:

$$Resistencia\ de\ diseño = \phi \cdot Resistencia\ nominal \leq Resistencia\ requerida$$

$$\phi = \begin{cases} Flexión = 0,90 \\ Punzonamiento = 0,75 \\ Corte = 0,75 \\ Aplastamiento = 0,65 \end{cases}$$

En el presente proyecto se tiene definida la utilización de zapatas aisladas, para lo cual se desarrolla en los siguientes apartados una breve explicación del procedimiento de diseño para éste tipo de elemento.

El reglamento ACI 318-11 contempla solo zapatas rectangulares de fundación, siendo las zapatas inclinadas apenas mencionadas en un artículo.

2.5.5.1. Secciones Críticas.

El funcionamiento de las zapatas aisladas es complejo y el cálculo se realiza mediante métodos simplificados y en secciones de particular importancia en la transmisión de esfuerzos de la columna a la zapata.

El diseño o verificación de zapatas se realiza en las denominadas “secciones críticas” mencionadas anteriormente, las cuales son indicadas por reglamento para cada una de las solicitaciones en consideración. En cada uno de los siguientes apartados el procedimiento está referido a dichas secciones.

2.5.5.2. Flexión.

Para el diseño a flexión de zapatas aisladas, según indica el artículo 15.4.2 del reglamento ACI: “El momento máximo mayorado, M_u , para una zapata aislada debe calcularse en la cara de la columna...” .

Para ilustrar lo anterior se muestra la siguiente figura:

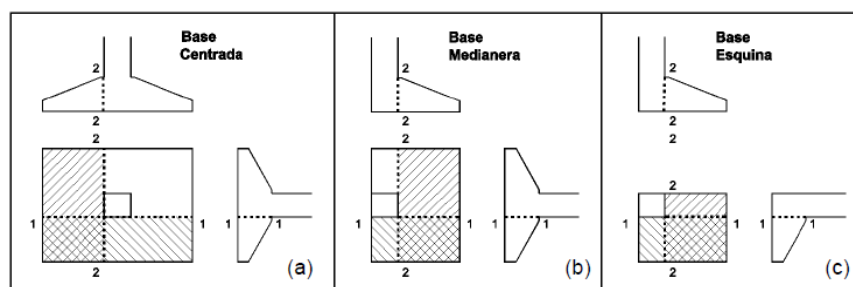


Figura 2.18: Secciones críticas para flexión según tipo de zapata.

Fuente: “Ejemplos de Aplicación del Proyecto del Reglamento CIRSOC 201-2005”,
Balat - Bissio - Ortega.

Dado que no existen recomendaciones en el reglamento para el diseño de zapatas de sección variable como las de alzado tronco-piramidal, se introduce una simplificación en los cálculos del lado de la seguridad: se supone que la sección resistente es de ancho constante e igual al menor ancho de la sección transversal (figura 2.19).

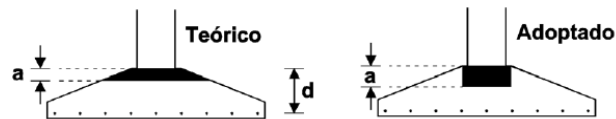


Figura 2.19: Simplificación de la sección resistente a flexión en zapatas aisladas de alzado tronco-piramidal. **Fuente:** “Ejemplos de Aplicación del Proyecto del Reglamento CIRSOC 201-2005”, Balat - Bissio - Ortega.

2.5.5.3. Corte.

El código ACI indica en el capítulo 11 que las secciones críticas para el corte, en las condiciones de carga de los elementos estructurales en estudio, se deben ubicar a una distancia no mayor a “d” de las caras de las columnas (Figura 2.20) pero no contempla específicamente el análisis bajo solicitaciones de corte de secciones de ancho variable.

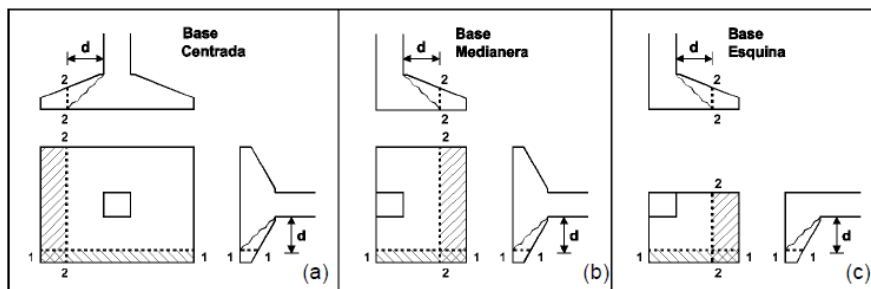


Figura 2.20: Secciones críticas para corte según tipo de zapata. **Fuente:** “Ejemplos de Aplicación del Proyecto del Reglamento CIRSOC 201-2005”, Balat - Bissio - Ortega.

Si bien una hipótesis del lado de la seguridad podría consistir en tomar con ancho resistente el menor ancho de la sección, de la misma forma que en flexión, ésto resultaría en un diseño exageradamente conservador y obligaría bien a diseñar zapatas con alturas innecesariamente grandes o a dejar de utilizar zapatas de sección variable.

En la referencia YY se indica que en elementos sin estribos, la resistencia al corte puede suponerse compuesta por:

1. El aporte de la zona de hormigón comprimido
2. El efecto pasador de las armaduras de flexión y
3. El efecto de engranamiento de agregados de la zona fisurada.

En la referencia XX, al no existir indicaciones reglamentarias ni referencias bibliográficas más específicas, se propone adoptar el siguiente criterio para evaluar la resistencia al corte:

- a) Suponer que la resistencia al corte de la zona comprimida de hormigón está provista por un sector de ancho constante e igual al menor ancho de la sección.
- b) Suponer que el resto del corte está provisto por una sección con un ancho igual al ancho promedio entre el mínimo y el máximo que presenta la sección.

Además, en dicha referencia se explica brevemente que para elementos sin armadura de corte, según ensayos publicados en los últimos 30 años, el aporte de la zona comprimida representa solamente alrededor del 25% de la resistencia total al corte. De lo anterior es que se propone la expresión:

$$V_n = V_c = [0,25 b_{min} + 0,75 (b_{max} + b_{min})/2] d \sqrt{f'_c} / 6$$

$$V_n = (5 b_{min} + 3 b_{max}) d \sqrt{f'_c} / 48 \quad (2.53)$$

2.5.5.4. Punzonamiento.

Según reglamento, los perímetros críticos pueden tomarse a una distancia no menor que $d/2$ del perímetro de las columnas:

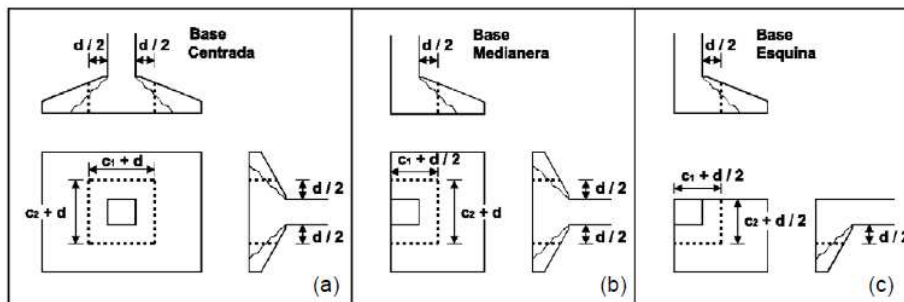


Figura 2.21: Perímetro crítico a punzonamiento. **Fuente:** “Ejemplos de Aplicación del Proyecto del Reglamento CIRSOC 201-2005”, Balat - Bissio - Ortega.

La carga efectiva de punzonamiento puede calcularse bien considerando la reacción del suelo que se encuentra por fuera del perímetro crítico o bien como la carga de la columna descontada de la reacción del suelo que se encuentra encerrada por el perímetro crítico.

El artículo 11.12.2.1 del código ACI indica que la resistencia al punzonamiento debe ser tomada como el menor de los siguientes valores:

$$V_c = (1 + 2/\beta)\sqrt{f'_c} b_o d/6 \quad (2.54a)$$

$$V_c = [\alpha_s d/b_o + 2]\sqrt{f'_c} b_o d/12 \quad (2.54b)$$

$$V_c = \sqrt{f'_c} b_o d/3 \quad (2.54c)$$

Dónde:

β = Relación del lado largo al lado corto de la columna, la carga concentrada o el área de reacción.

α_s = 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas de esquina.

b_o = Perímetro crítico a punzonamiento.

2.5.5.5. Aplastamiento.

La sección 10.17 del reglamento ACI 318-11 cubre la resistencia al aplastamiento en apoyos de hormigón limitando el esfuerzo por aplastamiento permisible al valor de $0,85f'_c$:

$$B_r = \phi(0,85f'_c A_1) \quad (2.55a)$$

La expresión anterior es de validez general y solo puede ser modificada en caso de que el área de apoyo sea mayor en todos sus lados que el área cargada, lo que da un aumento de la resistencia al aplastamiento por efecto de confinamiento:

$$B_r = \phi(0,85f'_c A_1)\sqrt{A_2/A_1} \quad (2.55b)$$

dónde:

B_r = Carga máxima admisible por aplastamiento.

A_1 = Área cargada, no debe ser mayor que la platina de apoyo o que el área de la sección transversal de apoyo.

A_2 = Área de apoyo, se obtiene mediante la aplicación de un tronco-piramidal (ver figura 2.22).

El reglamento limita el incremento de resistencia por confinamiento. El valor de la relación $\sqrt{A_1/A_2}$ no debe ser tomado mayor a 2.

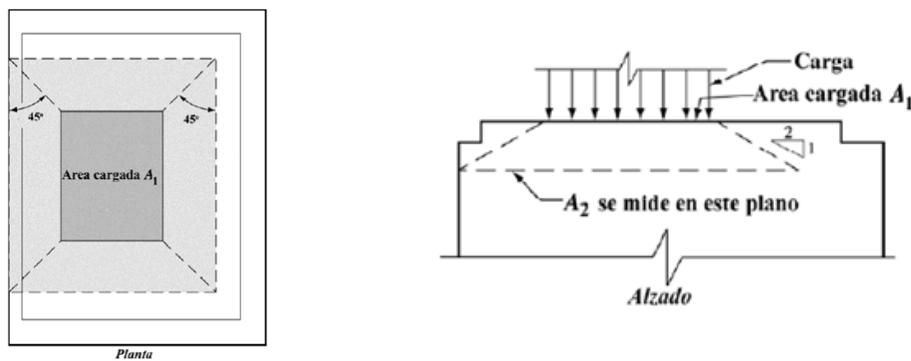


Figura 2.22: Aplicación de tronco piramidal para la obtención de A_2 en apoyos inclinados o escalonados. **Fuente:** Código ACI 318-11.

2.5.5.6. Transmisión de Esfuerzos en la Base de Columnas.

La sección 15.8 del código ACI 318-11 cubre este tema con varias disposiciones que en el caso de estructuras de hormigón construidas in situ se pueden resumir como sigue:

- Las fuerzas de compresión se transmiten por aplastamiento del hormigón, se debe efectuar la verificación ya descrita en la sección anterior tanto en la cabeza de la zapata como en la base de la columna.
- Los momentos son transmitidos a las zapatas a través del refuerzo y por lo tanto este debe anclarse como pasadores dentro de las zapatas, cumpliendo las disposiciones de la sección 12.17 que indica los requisitos especiales para empales en columnas.
- Las fuerzas laterales deben transmitirse a la zapata de acuerdo con las disposiciones a cortante por fricción de la sección 11.6 del reglamento ya revisadas en la sección de cortante, o mediante otros medios apropiados.

2.5.5.7. Asentamientos.

A lo largo de los años se plantearon muchos métodos para la estimación de asientos en fundaciones de estructura, uno de ellos es la utilización del módulo o coeficiente de balasto del terreno que soporta el edificio. Este parámetro asocia la tensión transmitida al terreno por una placa rígida con la deformación o la penetración de la misma en el suelo, mediante la relación entre la tensión aplicada por la placa “ q ” y la penetración o asentamiento de la misma “ y ”. Generalmente se identifica con la letra “ k ”:

$$k = \frac{q}{y} \quad (2.56)$$

En ausencia de un ensayo de placa de carga para la obtención del módulo de balasto de un suelo se puede recurrir a valores aproximados indicados en función al tipo de terreno. La tabla 2.4 detalla una lista de valores recomendados obtenidos con placa de 30x30cm.

Para el ajuste del módulo de balasto para las dimensiones de una losa o viga de fundación, en el caso de suelos arcillosos, se recurre a la relación:

$$K_1 = \frac{K_p(n+0,5)*30}{1,5*n*b} \quad (2.57)$$

dónde:

K_1 =módulo de balasto para la losa o viga de cimentación.

K_p =módulo de balasto de la placa de 30x30cm.

b =lado menor (ancho) de la losa, zapata o viga (en cm).

n =relación del largo al ancho de la losa.

Tabla 2.4: Valores orientativos del módulo de balasto de distintos tipos de suelo.

Clases de suelo	Coefficiente de balasto (kg/cm ²)
Suelo ligero de turba y cenagoso	0.5 - 1.0
Suelo pesado de turba y cenagoso	1.0 - 1.5
Arena fina de ribera	1.0 - 1.5
Capas de humus, arena y grava	1.0 - 2.0
Tierra arcillosa mojada	2.0 - 3.0
Tierra arcillosa húmeda	4.0 - 5.0
Tierra arcillosa seca	6.0 - 8.0
Tierra arcillosa seca dura	10.0 -
Humus firmemente estratificado con arena y pocas piedras	8.0 - 10.0
Lo mismo con muchas piedras	10.0 - 12.0
Grava fina con mucha arena fina	8.0 - 10.0
Grava media con arena fina	10.0 - 12.0
Grava media con arena gruesa	12.0 - 15.0
Grava gruesa con arena gruesa	15.0 - 20.0
Grava gruesa con poca arena	15.0 - 20.0
Grava gruesa con poca arena, muy firmemente estratificada	20.0 - 25.0

Fuente: Jorge R. Bernal, “Hormigón Armado Vol.4: Zapatas”.

Dado que los asientos diferenciales pueden conducir a un daño considerable y/o a interferir con el funcionamiento adecuado de una estructura se realizaron muchos estudios y planteamientos para la definición de los valores admisibles que se pueden considerar en este aspecto.

Bjerrum (1963) definió las condiciones para determinar los asientos admisibles en una estructura en función a la distorsión angular generada por los mismos. La figura 2.23 ilustra los parámetros para dicho cálculo.

El parámetro a verificarse será la distorsión angular “ η ” que se define como:

$$\eta_{AB} = \delta_{AB}/l_{AB} \quad (2.58)$$

dónde:

η_{AB} =distorsión angular entre los puntos A y B.

δ_{AB} =asentamiento diferencial entre los puntos A y B.

l_{AB} =distancia entre los puntos A y B.

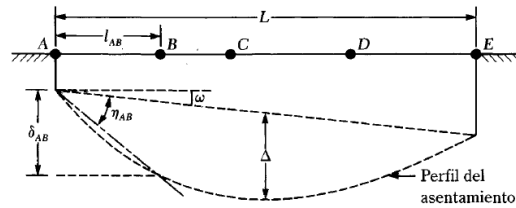


Figura 2.23: Parámetros para la definición del asentamiento admisible.

Fuente: M. Braja Das. “Principios de Ingeniería de Cimentaciones”.

2.6. Diagramas de Interacción de columnas.

2.6.1. Diagramas de interacción de columnas con flexión unidireccional.

El comportamiento de secciones específicas de columnas de hormigón armado es descrito más claramente mediante gráficos denominados curvas o “diagramas de interacción”. Sobre el eje vertical se dibujan las cargas axiales resistentes y sobre el eje horizontal se representan los correspondientes momentos flectores resistentes, medidos con relación a un eje principal centroidal de la sección transversal de la columna.

A continuación se presenta una curva de interacción unidireccional de una columna tipo, en la que no se han incluido ni el factor de reducción de capacidad ϕ (solamente se manejan cargas axiales y momentos flectores nominales), ni a reducción de la carga axial última por excentricidad mínima de las cargas axiales, para que su interpretación sea más sencilla.

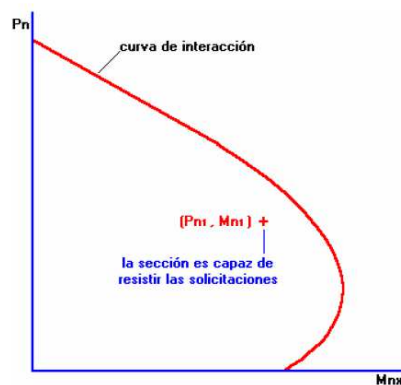


Figura 2.24: Curva de interacción unidireccional tipo.

Fuente: Marcelo Romo Proaño Escuela Politécnica del Ejército – Ecuador

Cualquier combinación de carga axial y momento flector nominales que defina un punto que caiga dentro de la curva de interacción (o sobre la curva), indicará que la sección escogida es capaz de resistir las solicitaciones propuestas.

Para la elaboración de curvas de interacción unidireccionales para una sección dada se utiliza el siguiente procedimiento:

- 1.- Se definen diferentes posiciones del eje neutro.
- 2.- Se calculan las deformaciones unitarias en cada capa de acero dispuesta en la sección para cada posición del eje neutro, tomando como base una deformación máxima del hormigón $\epsilon = 0.003$ y la compatibilidad de deformaciones.
- 3.- Verificar los esfuerzos correspondientes a cada deformación unitaria, e imponer como límite máximo el valor del límite de fluencia del acero a utilizar, en este caso 420 MPa.
- 4.- Calcular las fuerzas axiales tanto de compresión como de tracción correspondientes a los esfuerzos y áreas de acero de las capas de acero dispuestas en la sección.
- 5.- Calcular las fuerzas axiales concéntricas para cada posición del eje neutro.
- 6.- Sumar las fuerzas axiales concéntricas mas las fuerzas axiales debidas a la disposición de la armadura, determinado de esta manera la carga axial nominal "Pn".
- 7.- Determinar el factor de reducción de resistencia ϕ en función a las deformaciones unitarias en las capas de acero dispuestas en la sección.
- 8.- Calcular los momentos en cada capa de acero dispuesta en la sección, multiplicando la fuerza de las barras de cada capa por la distancia desde el centro de la sección a cada una de las capas de acero dispuestas en la sección.
- 9.- Calcular los momentos provocados por las fuerzas concéntricas debidas al hormigón, multiplicándolas por la distancia desde el centro de la sección hacia el centro del área de compresiones.
- 10.- Sumar los momentos calculados anteriormente para determinar el momento nominal "Mn".

11.- Graficar los puntos Mn y Pn para cada posición del eje neutro.

12.- Calcular la fuerza axial máxima con la ecuación 10.1 de la norma ACI-318

13.- Para encontrar “Mu” y “Pu” solo hay que multiplicar “Mn” y “Pn” por el factor de resistencia ϕ .

2.7. Planificación y Evaluación de Proyectos.

Diagrama de Gantt:

La herramienta consta de un eje horizontal temporal en el que se van poniendo debajo las actividades en forma de cuadros, enlazadas según su tipo de enlace (por ejemplo, el enlace fin-inicio significa que cuando la actividad N acaba, empezará a continuación la actividad N+1). De esta forma, usando esta metodología se puede determinar el **camino crítico** del proyecto, el cual determina el tiempo mínimo de realización del mismo. De forma adicional, se puede añadir a cada actividad una serie de recursos (personal / mano de obra) para controlar los costes y la carga de trabajo de las personas. Además, si se le añaden los progresos de cada actividad durante su seguimiento, se pueden calcular los retrasos y sobrecostes del mismo, y replanificar las actividades para acabar lo antes posible.

2.8. Presupuesto y Evaluación Económica de Proyectos.

Un costo aplicado a una cantidad o metrado constituye un presupuesto

2.8.1. Análisis de Precios Unitarios.

- Rendimiento: cantidad de trabajo que se obtiene de los recursos por jornada.
- Cuadrilla: número de obreros que participan en la estructura de costos de mano de obra.
- Aporte unitario: cantidad de recurso que se necesita para ejecutar una unidad determinada de una partida.

2.8.2. Tipos de Costos.

2.8.2.1. Costos Directos.

- Son aquellos que quedan insumidos en una obra.

- Representan los costos directos: la mano de obra, los materiales, el equipo y las herramientas.
- El costo directo de una obra está dado por la suma de costos parciales en la hoja de presupuesto. Los costos parciales son resultado de multiplicar los precios unitarios por los metrados.

2.8.2.1.1. Mano de Obra.

La mano de obra depende del costo por cada hombre y el rendimiento de cada uno de ellos, parámetro que depende de las condiciones geográficas, capacidad física, habilidad natural y edad.

2.8.2.1.2. Materiales.

El costo de los materiales proviene de una cotización de los mismos.

2.8.2.1.3. Equipo.

El costo del equipo depende del rendimiento de cada equipo y del costo por hora de cada equipo.

2.8.2.2. Costos Indirectos.

- Son aquellos que no pueden aplicarse a una partida específica.
- Tienen incidencia sobre todo el costo de la obra.
- Son: Gastos Generales y Utilidad.
- Ellos son valorizados al final de obra y no deben pasar del 10% del costo directo

2.8.2.2.1. Gastos Generales.

Aquellos que debe efectuar el contratista durante la construcción, derivados de la propia actividad empresarial de la misma.

2.8.2.2.2. Utilidad.

Monto que percibe el contratista por ejecutar la obra.

CAPITULO III

INGENIERIA DEL PROYECTO

3.1. Resultados del Estudio de Suelos.

Para la determinación de la capacidad portante del suelo, se realizó el ensayo SPT (Standar Penetration Test) en el área de emplazamiento de la estructura debido a que este ensayo fue ideado para ensayarlo en suelos granulares y es el más común en nuestra región. Dicho ensayo se realizó en una fosa ubicada aproximadamente en el centro del lote destinado a soportar la estructura. A una profundidad de 1.85m y a 3.5m en la misma fosa.

Una vez realizado el ensayo se recolecto dos muestras del suelo de la fosa para realizar todos los ensayos correspondientes para la clasificación del suelo obtenido.

Debido a que la resistencia del suelo a la profundidad de 3.5m no aumenta considerablemente respecto de la resistencia a 1.85m, se tomó la decisión de fundar las zapatas de la estructura a 1.85m. (Ver informe de laboratorio de suelos en el anexo I)

Donde el tipo de suelo a la profundidad escogida es:

- Limite liquido = 0
- Limite plástico = 0 (No plástico)
- Índice de plasticidad = 0
- Índice de grupo = 0
- Tipo de suelo = **A-1-b (0) Grava mal graduada.**
- Resistencia admisible = 2.11 kg/cm^2

Como solamente contamos con los resultados de un solo pozo realizado en el lugar de emplazamiento, la capacidad portante del suelo para el diseño de las fundaciones del Politécnico será reducido en un 20% debido a la posibilidad de encontrar estratos con menor resistencia admisible en algún punto de la estructura, quedando de esta manera del lado de la seguridad. Finalmente, la capacidad portante del suelo para el diseño de las fundaciones del Politécnico será:

$$\sigma_{adm} = 1.70 \text{ kg/cm}^2$$

3.2.Resultados de Gabinete de Topografía.

El lugar de emplazamiento presenta desniveles aproximados de un metro, tomando en cuenta el desnivel desde el lado extremo cercano a la calle La Caja hacia el lado cercano a la calle la Camacheña, debido a que el lugar fue nivelado por el anterior dueño, antes de ser cedido a la Alcaldía Municipal de Tarija. (Ver el levantamiento topográfico en el anexo II)

El área del lote es de 5038.58 m² y el perímetro es de 292.17 m.

3.3. Planteamiento Estructural.

3.3.1. Características del Edificio.

Número de pisos: **2 (dos)**

Tipología estructural: **Pórticos de Hormigón Armado**

Entrepisos y Techos: **Sistema de losas alivianadas con viguetas pretensadas.**

4.1.4. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Hormigón: $f'c = 21 \text{ MPa}$

Acero: $f_y = 420 \text{ MPa}$ $E_s = 2.0E5 \text{ MPa}$

3.3.2. Predimensionamiento de Vigas.

La norma ACI 318 sugiere utilizar:

Vigas simplemente apoyadas: $h = L/12$, $h = L/16$

Vigas continuas: $h = L/18.5$, $h = L/21$

Para la base de la viga se puede considerar $b = h/2$.

Dónde:

L = Luz de la viga

b = Base de la viga

Para la altura útil de las vigas se tomará la relación $h = L/14$ para tener un margen de seguridad y obtener vigas peraltadas.

En las vigas de la planta baja y planta alta se asumirán vigas de 25 cm de base y la altura estará en función de la luz.

3.3.3. Predimensionamiento de Columnas.

Las dimensiones transversales de las columnas se asumirán inicialmente de 25 x 25 cm. en la planta baja y en la planta alta.

De acuerdo a las solicitaciones se analizará la sección más conveniente de la columna para evitar cuantías de acero elevadas, procurando cuantías entre 1% y 4%.

3.3.4. Esquema Estructural.

Se modela la estructura como un pórtico espacial en 3D, con un esquema estructural dado por la figura N° 3.1.

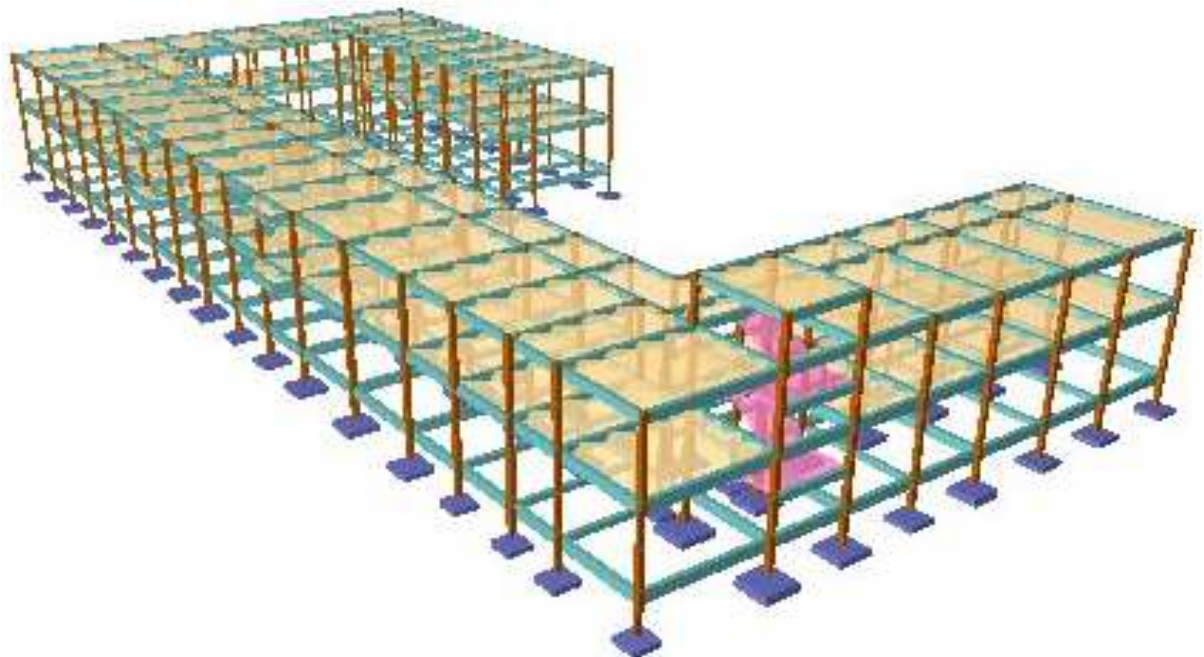


Figura N° 3.1: Esquema Estructural; **Fuente:** Cypecad

Los niveles de la estructura se muestran a continuación en el cuadro 3.1.

Cuadro N° 3.1: Elevaciones de las plantas

Nivel	Planta	Altura (“m”)	Cota (“m”)
7	Tanque	2.10	9.60
6	Azotea	1.75	7.50
5	Descanso Escalera 2	1.75	5.75
4	Planta Alta	2.00	4.00
3	Descanso Escalera 1	2.00	2.00
2	Planta Baja	0.35	0.00
1	Viga Encadenado	1.50	-0.35
0	Cimentación		-1.85

Fuente: Propia

3.3.5. Coeficientes de empotramiento y pandeo para las plantas

Para los coeficientes de empotramiento y pandeo para las columnas de todas las plantas, están dadas en el Cuadro N° 3.2.

Cuadro N° 3.2: Coeficientes de Empotramiento y Pandeo de las Plantas

Nivel	Coefs. empotramiento		Coefs. pandeo	
	Cabeza	Pie	Pandeo X	Pandeo Y
7	0.30	1.00	1.00	1.00
6	1.00	1.00	1.00	1.00
5	1.00	1.00	1.00	1.00
4	1.00	1.00	1.00	1.00
3	1.00	1.00	1.00	1.00
2	1.00	1.00	1.00	1.00
1	1.00	1.00	1.00	1.00

Fuente: Propia

3.3.6. Hipótesis para el diseño.

Linealidad: Se supone que existe una relación lineal entre las cargas aplicadas y los desplazamientos resultantes. Esta hipótesis se basa en el las condiciones siguientes:

El material de la estructura es elástico y obedece a la ley de Hooke en todos los puntos y en el intervalo de carga considerado.

Los cambios de la geometría de la estructura son tan pequeños que pueden despreciarse para el cálculo de los esfuerzos.

Se aplicará el principio de superposición debido a que la estructura será asumida como lineal.

De acuerdo con el teorema de Bernoulli:

Las secciones inicialmente planas permanecen planas al ser sometidas a la sollicitación. Esta relación es válida para piezas en las que la relación de la distancia entre puntos de momento nulo, al canto total sea superior a 2.

Se supone una adherencia total del acero y el hormigón.

Se considera despreciable la resistencia a la tracción del hormigón.

3.3.7. Determinación de Cargas.

Para determinar las cargas que deberá soportar la estructura, es importante analizar los siguientes puntos.

3.3.7.1. Losa alivianada.

Las características geométricas de la Losa Alivianada, empleando viguetas prefabricadas y plastoformo como elemento aligerante es:

3.3.7.3. Carga muerta de la losa alivianada.

Para cuantificar el peso de la losa, primero se calcula el área de la sección del plastroformo y de la vigueta (figura N° 3.2)

$$A(\text{plastrofor}) = 38.2 + \left(\frac{42 + 37}{2} \right) \cdot 16 = 708 \text{cm}^2 = 0,0708 \text{m}^2$$

$$A(\text{vigueta}) = 11.4 + 5.4 = 64 \text{cm}^2 = 0,0064 \text{m}^2$$

El número de viguetas ó piezas de plastroformo en un metro lineal es:

$$\frac{100 \text{cm}}{50 \text{cm}} = 2,0 \frac{\text{Pza}}{\text{ml}}$$

Se calcula el área de la sección para el hormigón simple en 1 ml:

$$A(H^\circ) = 100.18 - 2,0(708 + 64) = 191,92 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} = 0,0192 \frac{\text{m}^2}{\text{ml}}$$

El peso de la baldosa cerámica de espesor = 2 cm es:

$$P. \text{ Baldosa} = 1800 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0,02 \text{m} = 36 \text{ kg/m}^2$$

El peso del cielo falso de yeso y el peso de las instalaciones, siguiendo un criterio conservador de la Norma NBE- AE- 88 (Norma Española) se toma como:

$$P. \text{ Cielo falso} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$P. \text{ de las instalaciones} = 25 \text{ kg/m}^2.$$

Adoptando un peso específico de plastroformo = 0,675kg/pza y $\gamma H^\circ A^\circ = 2400 \text{kp/m}^3$ se tiene que el peso por carga muerta de losa es:

$$\begin{aligned} PESO &= 2,0 \frac{\text{Pza}}{\text{m}^2} 0,675 \frac{\text{kg}}{\text{Pza}} + 0,0064 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 2,0 + 0,0192 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} 2200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} + \\ &+ 0,05 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} + 36 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 305,3 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

Se adopta como carga muerta de la losa alivianada = $305 \text{ Kg/m}^2 = \underline{\underline{3.0 \text{ KN/m}^2}}$

Para introducir el dato de la carga muerta en el Cypecad tenemos que tener cuidado en introducir la carga muerta de lo que es el acabado y las instalaciones, ya que el peso propio debido a la geometría de la estructura, el programa ya lo calcula, por lo que la carga muerta para introducir al Cypecad viene dada por:

$$CM = 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 36 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 111 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Se adopta $CM = 150 \text{ kg/m}^2 = \underline{\underline{1.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (CYPE)}}$

3.3.7.4. Carga viva en la losa alivianada.

Para determinar la carga viva en la losa se tienen las siguientes sugerencias de la “ASCE 7-05 Minimum Design Loads for buildings and other Structures” la cual indica:

Como se trata de un edificio docente con talleres de costura, computación, cocina, se adopta emplear $CV = 350 \text{ Kg/m}^2 = \underline{\underline{3.5 \text{ KN/m}^2}}$ y para las escaleras y accesos $CV = 500 \text{ Kg/m}^2 = \underline{\underline{5.0 \text{ KN/m}^2}}$ debido a la posibilidad de concentración de personas en estos lugares. Para la azotea visitable solo para mantenimiento se adopta $\underline{\underline{1.0 \text{ KN/m}^2}}$.

Para el caso del granizo se podría suponer un espesor probable de 5cm por lo que adoptando un peso específico del hielo de 900 kg/m^3 , por lo que la carga de granizo es igual a $900 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0,05\text{m} = 45 \text{ kg/m}^2 = \underline{\underline{0.45 \text{ KN/m}^2}}$.

3.3.8. Carga de viento.

Para el proyecto se adopta emplear una carga de viento igual a una velocidad de 28 m/s equivalente a 100 km/h, ya que la construcción está descubierta y no ofrece ninguna cobertura vegetal para su resguardo. En el programa informático Cypecad se utilizó los siguientes datos para la carga de viento:

Rugosidad: **0.005** (para estructuras totalmente descubiertas)

Coefficiente de velocidad Probable: **1.65** (para estructuras educacionales)

Para el análisis de cargas de viento en Cypecad se utilizara la norma CIRSOC 102.

3.3.9. Peso Muro.

Una vez definido las cargas muertas y vivas que soportará la Losa, es importante cuantificar el peso del muro para poder introducirlo como carga lineal en el programa informático. Con ayuda de la figura N° 3.3, se calcula:

$$\text{Número de ladrillos en 1 ml Horizontal} = \frac{100\text{cm}}{25\text{cm}} = 4 \frac{Pza}{ml}$$

$$\text{Número de ladrillos en 1 ml Vertical} = \frac{100\text{cm}}{14\text{cm}} = 7,14 \frac{Pza}{ml}$$

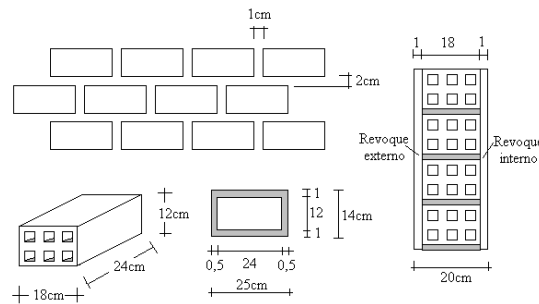


Figura N° 3.3: Características técnicas del Muro de ladrillo

Fuente: Propia

$$\text{Número de ladrillos en } 1 \text{ m}^2 \text{ de muro} = 4,7,14 = 28,56 \frac{Pza}{m^2}$$

$$\text{Volumen de ladrillo en } 1 \text{ m}^2 \text{ de muro} = 18.12.24.28,56 = 148055,04 \text{ cm}^3/\text{m}^2$$

$$\text{Volumen de mortero en } 1 \text{ m}^2 \text{ de muro} = 100.100.18 - 148055,04 = 31944,96 \text{ cm}^3/\text{m}^2 = 0,0319 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

Se sabe por laboratorio que 1 ladrillo pesa = 4,5 kg, el mortero de cemento y arena puede ser cuantificado como = 2100 kg/m³, también se sabe que para el revoque exterior de cemento se tiene = 20 kg/m².cm y para el revoque interior de yeso se tiene = 12 kg/m².cm, por lo que el peso de muro por m² es:

$$28,56 \frac{Pza}{m^2} 4,5 \frac{Kg}{Pza} + 20 \frac{kg}{m^2 \cdot cm} 1\text{cm} + 12 \frac{kg}{m^2 \cdot cm} 1\text{cm} + 2100 \frac{kg}{m^3} 0,0319 \frac{m^3}{m^2} = 227,51 \frac{kg}{m^2}$$

Se adopta un peso de muro = $228 \text{ Kg/m}^2 = \underline{2.3 \text{ KN/m}^2}$

Cabe señalar que una altura de muro conservadora puede ser adoptada como $h = 3\text{m}$ para lo cual $PM = 3 \cdot 2.3 = 6.9 = \underline{7 \text{ KN/m}}$

3.3.9.1. Altura equivalente para muros.

Se sabe que el muro de ladrillo no será uniforme, existirán huecos debidos a puertas y ventanas, las cuales deben ser tomadas en cuenta en el diseño, para lo cual se puede hacer uso de un artificio para calcular una altura equivalente del muro dado por la siguiente ecuación:

$$H = H_r - \sum A_v/L \quad (3.1)$$

Dónde:

H = Altura equivalente del muro (m)

H_r = Altura real del muro (m)

L = Longitud del muro (m)

A_v = Área de vacíos (puertas y ventanas) (m^2)

Y con la altura equivalente la multiplicamos con la carga del muro por metro cuadrado y obtenemos la carga lineal y uniforme para el tramo de diseño.

3.3.10. Carga del barandado del pasillo en la Planta Alta.

Pasamanos de tubo galvanizado

- Diámetro externo 2plg (d_1)
- Diámetro interno 1.6 plg (d_2)
- Espesor 1 cm
- Peso específico 7850 kgr./m^3
- Altura del pasamanos 0.9 m.

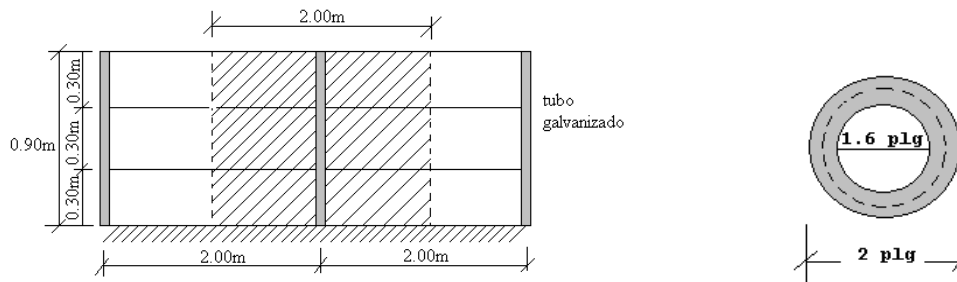


Figura 3.4: Detalle de barandado de tubo galvanizado.

Fuente: Propia

$$\text{Área externa} = \frac{\pi * d_1^2}{4} = 20.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área interna} = \frac{\pi * d_2^2}{4} = 12.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área total} = \text{Área externa} - \text{Área interna}$$

$$\text{Área total} = 20.27 \text{ cm}^2 - 12.97 \text{ cm}^2 = 7.30 \text{ cm}^2$$

- Carga de los tubos horizontales de la baranda (q1)

$$q_1 = \text{Área total} * \text{Longitud de influencia} * \gamma_{\text{galvanizado}} * \text{N}^\circ \text{ de barras}$$

$$q_1 = 7.3 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 2 \text{ m} * 7850 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} * 4 = 45.84 \text{ Kg}$$

- Carga de los tubos verticales de la baranda (q2)

$$q_2 = \text{Área total} * \text{Altura de la barra} * \gamma_{\text{galvanizado}}$$

$$q_2 = 7.3 * 10^{-4} \text{ m}^2 * (0.90 + 0.1) \text{ m} * 7850 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} = 5.73 \text{ Kg}$$

- Carga total del barandado.

$$Q_t = q_1 + q_2 = 45.84 \text{ Kg} + 5.73 \text{ Kg} = 51.6 \text{ Kg}$$

- Carga del barandado en una longitud de influencia de 2 m.

$$Q_t = \frac{51.6}{2} = 26 \text{ Kg} / \text{m}$$

- Como carga del barandado sobre la planta alta y escaleras se tomará: **Qt = 0.3 KN/m**

3.3.11. Hipótesis de Carga.

Las hipótesis de carga o combinaciones empleadas en el cálculo, son las recomendadas por la norma ACI 318-11 en el capítulo 9.2.1, utilizando solamente las cargas que actuaran en la estructura (Ver anexo IV).

3.3.12. Determinación de Esfuerzos Internos.

Tanto las combinaciones de carga, como la determinación de esfuerzos internos o solicitaciones, están calculadas por el programa estructural CYPECAD.

3.4. Resultados del Diseño y Calculo Estructural.

Se procederá a realizar el diseño y verificación de los elementos más solicitados del pórtico No. 28, el cual es uno de los más solicitados de la estructura.

3.4.1. Comprobación de Losa Alivianada.

Materiales:

-Vigueta pretensada Tipo 7 constituida por:

Hormigón de resistencia $F_{ck28} = 350\text{Kg/cm}^2$

Alambres de 5mm de acero de baja relajación $F_{yk} = 1800\text{Mpa}$.

A continuación se demostrara que la característica de la vigueta pretensada cumple con las cargas solicitantes (Ver detalles de la vigueta en el anexo V):

En la figura N° 3.5 se muestran las dimensiones de la vigueta y la sección transversal de la losa.

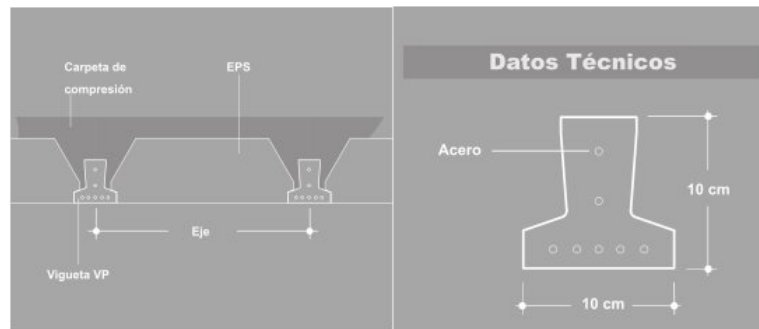


Figura 3.5: Detalle de vigueta y losa alivianada.

Fuente: Pretensa

Datos directos e indirectos:

Resistencia del concreto de la vigueta = $f'c = 35$ MPa.

Resistencia del concreto de la losa = $f'cl = 21$ Mpa

Separación entre viguetas = $S = 50$ cm

Cargas a resistir

$CM = 3.0$ KN/m² $CM' = 3.0 * 0.5 = 1.50$ KN/m

$CV = 3.5$ KN/m² $CV' = 3.5 * 0.5 = 1.75$ KN/m

Luz de vigueta = $L = 5.3$ m

Propiedades de la sección de la vigueta:

Área de la vigueta = $Av = 63.13$ cm² = $6.313E-03$ m²

Eje centroidal = $Yc = 4.16$ cm = 0.0416 m

Inercia = $Iv = 1235.28$ cm⁴ = $1.235E-05$ m⁴

Distancia fibra superior = $c1 = 5.84$ cm = 0.0584 m

Distancia fibra inferior = $c2 = 4.16$ cm = 0.0416 m

Condiciones del acero de presfuerzo:

Recubrimiento inferior = $r = 1.10$ cm

Diámetro del acero = $\emptyset = 5$ mm

Resistencia del acero = $fpu = 1800$ MPa.

Excentricidad = $e = c2 - r - \emptyset/2 = 2.81$ cm = 0.0281 m

Propiedades de la sección compuesta:

Peralte total de la losa = $H = 25 \text{ cm} = 0.25 \text{ m}$

Espesor de la capa de compresión = $hf = 5 \text{ cm} = 0.05 \text{ m}$

Ancho efectivo b:

$$b_w + 16*hf = 10 + 80 = 90 \text{ cm}$$

$$L/4 = 530/4 = 132.5 \text{ cm}$$

Separación de viguetas = 50 cm (rige por ser el menor)

Ancho efectivo modificado btr:

$$b_{tr} = b * \sqrt{\frac{f'_{cl}}{f'_{c}}} = 50 * \sqrt{\frac{210}{350}} = 38.72 \text{ cm} = 0.3872 \text{ m}$$

Área de la losa:

$$A_1 = b_{tr}*hf = 193.6 \text{ cm}^2 = 0.01936 \text{ m}^2$$

Inercia de la losa:

$$I_l = b_{tr} * \frac{hf^3}{12} = 38.72 * \frac{5^3}{12} = 403.33 \text{ cm}^4 = 4.0333E - 06 \text{ m}^4$$

Eje centroidal de la sección compuesta:

$$Y_{cc} = (A_v*Y_c + A_1*Y_1) / (A_v + A_1) = (63.13*4.16 + 193.6*22.5) / (63.13 + 193.6)$$

$$Y_{cc} = 17.99 \text{ cm} = 0.1799 \text{ m}$$

Inercia de la sección compuesta:

$$I_c = I_v + I_l + A_v (Y_{cc} - Y_c)^2 + A_1 (Y_1 - Y_{cc})^2$$

$$I_c = 1235.28 + 403.33 + 63.13 (17.99 - 4.16)^2 + 193.6 (22.5 - 17.99)^2$$

$$I_c = 17651.26 \text{ cm}^4 = 1.765E-04 \text{ m}^4$$

Excentricidad con respecto a la sección compuesta:

$$ec = Y_{cc} - (Y_c - e) = 17.99 - (4.16 - 2.81) = 16.64 \text{ cm} = 0.1664 \text{ m}$$

La carpeta técnica de viguetas Pretensa menciona que los momentos flectores admisibles ya incluyen coeficientes de seguridad, minorando las resistencias de los materiales componentes de la losa (Norma DIN 1045), por lo que no es necesario realizar la mayoracion de las cargas para estado limite último.

$$W_u = 3 + 3.5 = 6.5 \text{ KN} * \text{m}^2$$

$$M_u = \frac{w_u * l^2}{8} = \frac{6.5 * 5.30^2}{8} = 22.82 \text{ KN} * \text{m}$$

Comprobación según el código ACI-318 11:

$$f_{ps} = f_{py} = 0.9f_{pu} = 1620 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A_p}{b * d} = \frac{0.785/100^2}{0.10 * (0.25 - 0.011)} = 0.0033$$

$$a = \frac{A_p * f_{ps}}{0.85 * f'_c * b} = \frac{0.785/100^2 * 1620}{0.85 * 21 * 0.387} = 0.018 \text{ m}$$

$$M_n = A_p * f_{ps} * \left(d - \frac{a}{2}\right) = \frac{0.785}{100^2} * 1620 * 1000 * \left(0.239 - \frac{0.018}{2}\right) = 29.25 \text{ KN} * \text{m}$$

$$\phi M_n = 29.25 \text{ KN} * \text{m} > M_u = 22.82 \text{ KN} * \text{m} \text{ Cumple !!!}$$

Verificación de deflexión (sección compuesta):

$$\Delta = \frac{5 * W * L^2}{384 * E * I} = \frac{5 * 3.5 * 5.30^2}{384 * 27806 * 1000 * 1.765E - 04} = 0.00026 \text{ m}$$

$$\Delta_{\text{permisible}} = \frac{l}{360} = 0.014 \text{ m}$$

$$\Delta < \Delta_{\text{permisible}} \text{ Cumple !!!}$$

3.4.2. Diseño de Vigas.

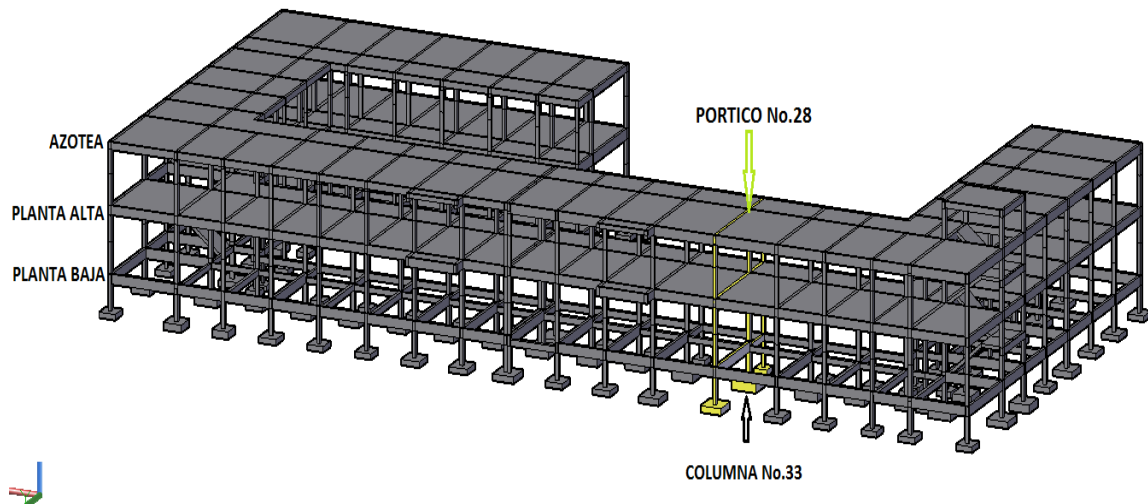


Figura 3.6: Ubicación del pórtico No. 28

Fuente: Cypecad

Para determinar las cargas que deberá soportar las vigas de la planta alta del pórtico No.28, de manera manual se procede de la siguiente manera:

Se calcula el área de la losa y se divide entre cuatro para determinar cuánto de área le corresponde a cada viga, luego la carga muerta por metro cuadrado (en este caso 3.0 KN/m^2) se multiplica por el área encontrada para luego dividirla entre la longitud del lado más largo del panel de losa para obtener el peso por metro lineal y a esto se le suma si corresponde el peso del muro. Se dará un ejemplo de cómo se cargaría manualmente la viga No.117 como muestra el esquema de la figura N° 3.6.

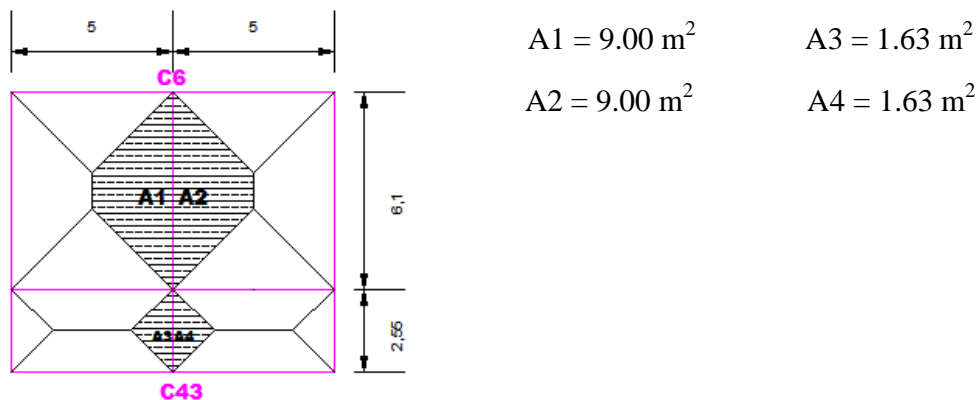


Figura 3.7: Detalle de las áreas de aporte.

Fuente: Propia

$$CM1 = ((3.0*(9.00*2)/6.1) + 24*0.70*0.25 + 7 = 20.05 \text{ KN/m}$$

$$CM2 = ((3.0*1.63*2)/2.55)+24*0.7*0.25 = 8.03 \text{ KN/m}$$

$$CV1 = (3.5*9.00*2)/6.1 = 10.33 \text{ KN/m}$$

$$CV2 = (3.5*1.63*2)/2.55 = 4.47 \text{ KN/m}$$

$$Wu1 = 1.2*20.05 + 1.6*10.33 = 40.58 \text{ KN/m}$$

$$Wu2 = 1.2*8.03 + 1.6*4.47 = 16.80 \text{ KN/m}$$

Al resolver el pórtico, con el método de Hardy Cross para las distintas combinaciones de carga, para poder obtener los máximos esfuerzos en la viga, obtuvimos los siguientes esfuerzos, los cuales no deberán de tener una diferencia mayor al 25% de los esfuerzos obtenidos con el programa, verificando de esta manera que los valores no estén disparados y que se realizó una correcta introducción de datos:

Cuadro N° 3.3: Comparación de esfuerzos de cálculo.

Esf. Max. Manual (H.Cross)			Esf. Max Cypecad			% Diferencia
Mmax (+) =	188.31	KN*m	Mmax (+) =	197.18	KN*m	4
Mmax (-) =	125.05	KN*m	Mmax (-) =	162.45	KN*m	23
Vmax =	178.56	KN	Vmax =	218.75	KN	18

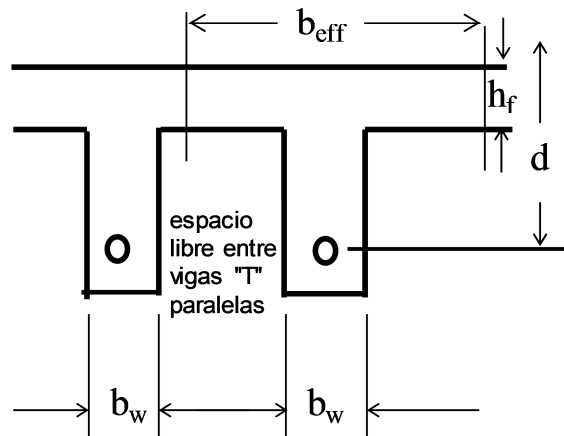
Fuente: Propia.

Debido a que el paquete estructural toma en cuenta la estructura como un solo conjunto para obtener los esfuerzos solicitantes, utilizaremos los esfuerzos obtenidos con el paquete estructural para realizar el diseño de los elementos estructurales del proyecto.

Diseño de Vigas según ACI-318 11

Diseño para momento positivo:

L =	6,10	m
f _c =	21	MPa
f _y =	420	MPa
b _{eff} =	1525	mm
b _w =	250	mm
d =	680	mm
h _f =	250	mm
M _u =	197,18	KN-m
β ₁ =	0,85	



$$\beta_1 = 0,85 - 0,008(f_c - 30 \text{ MPa}) \geq 0,65$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = 0,31 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f'_c}} \right] = 0,001$$

$$a = \frac{\rho f_y d}{0,85 f'_c} = 11,94 \text{ mm}$$

a < h_f Analizar como viga rectangular

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 14,05 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} 0,003 = 0,142 > 0,004 \text{ OK}$$

$$\phi = 0,9 \quad \phi = 0,65 + (\epsilon_t - \epsilon_y) \frac{0,25}{(0,005 - \epsilon_y)}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} b_w d = 4,64 \text{ cm}^2 \quad -$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4}{f_y} b_w d = 5,67 \text{ cm}^2 \quad -$$

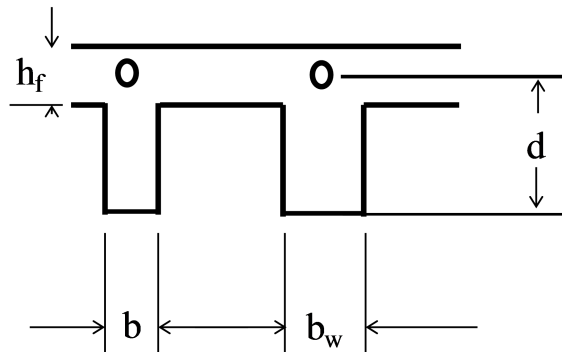
$$A_s = \rho * b * d = 7,74 \text{ cm}^2 \quad \leftarrow \text{Controla}$$

	No. de barras	Diametro de barra
Usar :	4	ϕ : 16
	A _{s Real} =	8,04 cm ²

OK!!!

Diseño para momento negativo:

$f_c =$	21	MPa
$f_y =$	420	MPa
$b_w =$	250	mm
$d =$	680	mm
$h_f =$	250	mm
$M_u =$	162,45	KN-m
$\beta_1 =$	0,85	



$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = 1,56 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{0.85 f_c'}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f_c'}} \right] = 0,0039$$

$$a = \frac{\rho f_y d}{0.85 f_c'} = 62,34 \text{ mm}$$

$a < h_f$ Analizar como viga rectangular

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 73,34 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} 0.003 = 0,025 > 0,004 \text{ OK}$$

$$\phi = 0,9 \quad \phi = 0.65 + (\epsilon_t - \epsilon_y) \frac{0.25}{(0.005 - \epsilon_y)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 f_y} b_w d = 4,64 \text{ cm}^2 \quad -$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{f_y} b_w d = 5,67 \text{ cm}^2 \quad -$$

$$A_s = \rho * b * d = 6,62 \text{ cm}^2 \quad \leftarrow \text{Controla}$$

No. de barras	Diametro de barra
Usar : 3	ϕ : 16
1	ϕ : 10
$A_s \text{ Real} =$	6,82 cm ²

OK!!!

Diseño para Cortante:

$$\begin{aligned}
 V_u &= 185,75 \text{ KN} \\
 f'_c &= 21 \text{ Mpa} \\
 \lambda &= 1 \\
 b_w &= 250 \text{ mm} \\
 r &= 20 \text{ mm} \\
 d &= 680 \text{ mm} \\
 A_v &= 0,57 \text{ cm}^2 \quad \phi 6 \\
 f_{yt} &= 420 \text{ MPa} \\
 \phi &= 0,75
 \end{aligned}$$

$$V_c = 0,17 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 132,44 \text{ KN} \quad (\text{ACI} - 11.2.2.1)$$

$$\phi V_c = 99,33 \text{ KN}$$

$$1/2 \phi V_c = 49,66 \text{ KN}$$

$$V_s = (V_u - \phi V_c) / \phi = 115,23 \text{ KN}$$

-

-

$$\text{Requerido } \phi V_s = 86,42 \text{ KN}$$

$$S = \frac{A_v * f_{yt} * d}{V_s} = 140,3 \text{ mm}$$

$$\text{Adoptamos } S = 140 \text{ mm} \quad -$$

$$s_{\max} = \text{Menor de } 600 \text{ ó } d/2 = 340,00 \text{ mm} \quad (\text{ACI} - 11.4.5.1)$$

$$\text{Si: } V_s < 0,33 * \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad V_s < 257 \text{ KN} \quad (\text{ACI} - 11.4.5.3)$$

$$s_{\max} = \text{Menor de } 300 \text{ ó } d/4 = 170,00 \text{ mm}$$

$$\text{Entonces } s_{\max} = 340 \text{ mm} \quad -$$

$$A_{v \min} = 0,28 \text{ cm}^2 \quad \text{ACI} - \text{Eq. 11-13} \quad -$$

$$s_{\max} = 330 \text{ mm} \quad \text{ACI} - \text{Eq. 11-13}$$

$$s_{\max} = 285 \text{ mm} \quad \text{ACI} - \text{Eq. 11-13 con limite de } 0,35 \text{ Mpa}$$

$$\text{Dominante } s_{\max} = 285 \text{ mm}$$

$$\text{Actual } \phi V_s = 86,60 \text{ KN}$$

$$\text{Comp } \phi V_c + \phi V_s = 185,93 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

En secc. Crítica usar: 10 estribos c/14cm
 En el resto usar: 15 estribos c/20cm
 Total: 35 estribos $\phi 6$

10 $\phi 6$	15 $\phi 6$	10 $\phi 6$
140 cm	300 cm	140 cm

No se coloca refuerzo de piel en la viga debido a que según el código ACI 10.6.7, se debe colocar refuerzo de piel a partir de los 900mm de peralte "h", tanto de vigas como viguetas.

Finalmente optamos por la siguiente distribución de armadura:

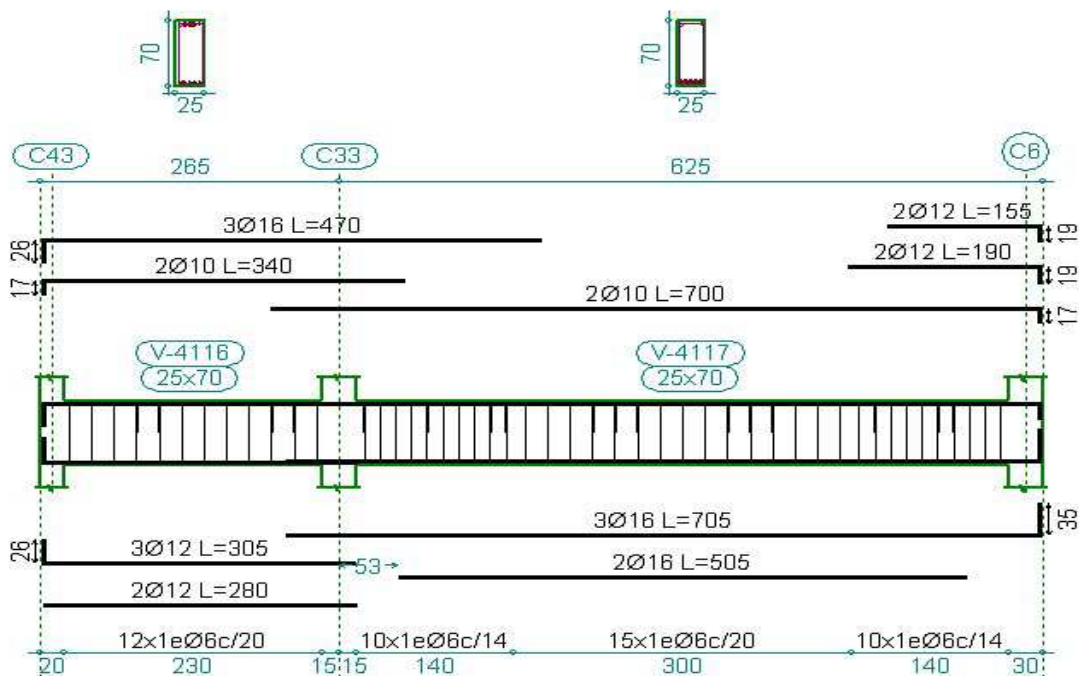


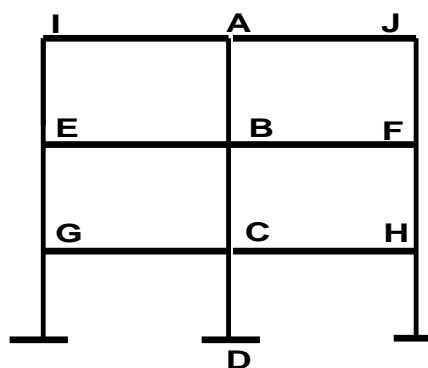
Figura 3.8: Detalle de la disposición de armadura de la viga continua 4116 - 4117.

Fuente: Cypecad

3.4.3. Diseño de Columnas.

Al igual que las vigas, las columnas fueron calculadas siguiendo la teoría especificada en el marco teórico. A continuación se realizara el diseño de la columna No.33 como ejemplo:

Comprobacion de Esbeltez							
Vigas				Columnas			
	$f_c =$	21	Mpa		$f_c =$	21	Mpa
Viga I-A	b	200	mm	Col A-B	b	250	mm
	h	500	mm		h	300	mm
	luz	2,55	m		altura	3	m
	$0.35I_g$	0,000729	m ⁴		$0.70I_g$	0,1181	m ⁴
Viga A-J	b	200	mm	Col B-C	b	250	mm
	h	500	mm		h	300	mm
	luz	6,1	m		altura	3,3	m
	$0.35I_g$	0,000729	m ⁴		$0.70I_g$	0,00039	m ⁴
Viga E-B	b	250	mm	Col C-D	b	250	mm
	h	700	mm		h	300	mm
	luz	2,55	m		altura	1,3	m
	$0.35I_g$	0,0025	m ⁴		$0.70I_g$	0,00039	m ⁴
Viga B-F	b	250	mm				
	h	700	mm				
	luz	6,1	m				
	$0.35I_g$	0,0025	m ⁴				
Viga C-G	b	200	mm				
	h	350	mm				
	luz	2,6	m				
	$0.35I_g$	0,0003	m ⁴				
Viga C-H	b	200	mm				
	h	550	mm				
	luz	6,1	m				
	$0.35I_g$	0,000971	m ⁴				



$$\Psi_A = \frac{E_c \cdot 0.70I_g / l_{AB}}{E_c \cdot 0.35I_g / l_{AI} + E_c \cdot 0.35I_g / l_{AJ}} = 97,106 \quad \Psi_{\min} AB = 28,397$$

$$\Psi_B = \frac{E_c \cdot 0.70I_g / l_{AB} + E_c \cdot 0.70I_g / l_{BC}}{E_c \cdot 0.35I_g / l_{BE} + E_c \cdot 0.35I_g / l_{BF}} = 28,397 \quad \Psi_m AB = 62,752$$

$$\Psi_C = \frac{E_c \cdot 0.70I_g / l_{BC} + E_c \cdot 0.70I_g / l_{CD}}{E_c \cdot 0.35I_g / l_{CG} + E_c \cdot 0.35I_g / l_{CH}} = 1,654 \quad \Psi_{\min} BC = 1,654$$

$$\Psi_m BC = 15,025$$

Arriostrada AB:

$$k = 0.7 + 0.05(\Psi_A + \Psi_B) \leq 1.0 = 1,0$$

$$k = 0.85 + 0.05\Psi_{\min} \leq 1.0 = 1,0$$

Arriostrada	K*lu/r	M1	M2	34-12*(M1/M2)	C.Esbeltez
k = 1,0	40,0	13,13	15,48	40,00	NO

Arriostrada BC:

$$k = 0.7 + 0.05(\Psi_A + \Psi_B) \leq 1.0 = 1,0$$

$$k = 0.85 + 0.05\Psi_{\min} \leq 1.0 = 0,9$$

Arriostrada	K*lu/r	M1	M2	34-12*(M1/M2)	C.Esbeltez
k = 0,9	39,6	9,33	12,11	40,00	NO

Arriostrada CD:

$$k = 0.7 + 0.05(\Psi_A + \Psi_B) \leq 1.0 = 0,8$$

$$k = 0.85 + 0.05\Psi_{\min} \leq 1.0 = 0,9$$

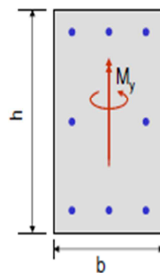
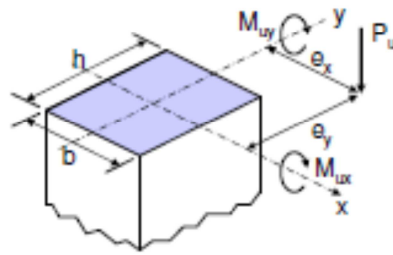
Arriostrada	K*lu/r	M1	M2	34-12*(M1/M2)	C.Esbeltez
k = 0,8	14,4	9,55	9,91	40,00	NO

Después de la verificación de esbeltez de todos los tramos de la columna No.33, se puede notar que por análisis no se tomara en cuenta los efectos de esbeltez, por lo tanto se realizará la verificación de la columna tomando en cuenta los esfuerzos de referencia que nos proporciona el listado de esfuerzos de columnas del programa, utilizando los métodos de verificación para columnas sometidas a cargas axiales y momentos biaxiales que nos sugiere la norma ACI-318:

- Método de la carga reciproca de Bresler.
- Método del contorno de carga modificado.

Pilar	Planta	Pésimos		
		N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)
C33	PLANTA ALTA	181,5	1,7	39,3
	PLANTA BAJA	479,2	1,1	51,9
	ARRANQUE	733,7	0,25	4,65

$P_u = 733,7$ KN
 $M_{ux} = 0,25$ KN-m
 $M_{uy} = 4,65$ KN-m
 $f'_c = 21$ Mpa
 $f_y = 420$ Mpa
 $E_s = 200000$ MPa
 $b = 250$ mm
 $h = 300$ mm
 d (lado h) = 280 mm
 d (lado b) = 230 mm
 $d' = 20$ mm
 $A_s = 14,83$ cm²



$A_{s1} = 7,415$ cm²

$A_{s2} = 0$ cm²

$A_{s3} = 7,415$ cm²

Asumimos $\phi = 0,65$

Continuar Si:

$P_n \geq 0,1 * f'_c * A_g$ OK!!

Para el eje X:

$\gamma = \frac{h'}{h} = 0,87$

$\rho_g = \frac{A_s}{b * h} = 0,020$

$\frac{ex}{h} = 0,02$

Del Diagrama :

$R_n = \frac{P_{nx} * ex}{f'_c * A_g * h} = 0,025$

$P_{nx} = \frac{R_n * f'_c * A_g * h}{ex} = 1863,83$ KN

Para el eje Y:

$$\gamma = \frac{b'}{b} = 0,84$$

$$\rho_g = \frac{A_s}{b * h} = 0,020$$

$$\frac{e_y}{h} = 0,00$$

Del Diagrama :

$$R_n = \frac{P_{nx} * e_x}{f'c * A_g * h} = 0,0014$$

$$P_{ny} = \frac{R_n * f'c * A_g * b}{e_y} = 1617,81 \text{ KN}$$

$$P_o = 0,85 * f'c * A_g + A_s * f_y = 1935,14 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx0}} + \frac{1}{P_{ny0}} - \frac{1}{P_o}$$

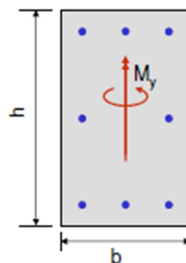
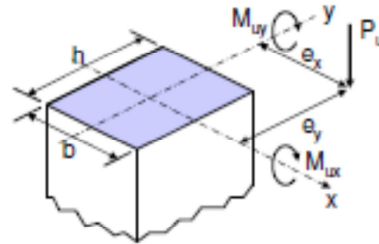
$$P_n = \frac{1}{\frac{1}{P_{ox}} + \frac{1}{P_{oy}} - \frac{1}{P_o}} = 1567,67 \text{ KN} \quad \phi P_n = 1019,0 \text{ OK!!}$$

Tramo:	Dimensiones:	As		ρ	% Resistencia
Planta alta	20 x 30 cm	4 ϕ 16	-	1,3	77
Planta baja	25 x 30 cm	4 ϕ 20 +	2 ϕ 12	2,0	88
Arranque	25 x 30 cm	4 ϕ 20 +	2 ϕ 12	2,0	72

El desarrollo de los diagramas de interacción se encuentra en el anexo VI.

Comprobación Metodo del Contorno de Carga Modificado				
Pilar	Planta	Referencia		
		N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)
C33	PLANTA ALTA	181,5	1,7	39,3
	PLANTA BAJA	479,2	1,1	51,9
	ARRANQUE	733,7	0,25	4,65

- $P_u = 733,7$ KN**
 $M_{ux} = 0,25$ KN-m
 $M_{uy} = 4,65$ KN-m
 $f'_c = 21$ Mpa
 $f_y = 420$ Mpa
 $E_s = 200000$ MPa
 $b = 250$ mm
 $h = 300$ mm
 d (lado h) = 280 mm
 d (lado b) = 230 mm
 $d' = 20$ mm
 $A_s = 14,83$ cm²
 $\rho = 2,0$ %
 Asumimos $\phi = 0,65$
 $\beta_1 = 0,85$ $\beta_1 = 0.85 - 0.008(f'_c - 30 \text{ MPa}) \geq 0.65$



$A_{s1} = 7,415$ cm²

$A_{s2} = 0$ cm²

$A_{s3} = 7,415$ cm²

$P_n = \frac{P_u}{\phi} = 1128,77$ KN

$M_{nx} = \frac{M_{ux}}{\phi} = 0,38$ KN*m

$M_{ny} = \frac{M_{uy}}{\phi} = 7,15$ KN*m

$e_y = \frac{M_{nx}}{P_n} = 0,34$ mm

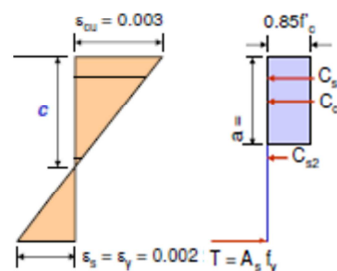
$e_x = \frac{M_{ny}}{P_n} = 6,34$ mm

Por condicion Balanccada:

$\frac{c}{d} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s} = 0,59$

$c = 165$ mm

$a = 140$ mm



$$f's1 = 600 * \left(1 - \frac{d'}{c}\right) = 527,14 \quad \text{Mpa}$$

Si $f's > f_y$, usar $f's = f_y$

$$f's2 = 600 * \left(1 - \frac{h/2}{c}\right) = 0,00 \quad \text{Mpa}$$

Pnb = Compresion axial en la deformacion limite

$$Pnb = C_c + C_{s1} + C_{s2} - T$$

$$C_c = 0,85 * f'c * b * a = 624,75 \quad \text{KN}$$

$$C_{s1} = A_{s1} * f's = 311,43 \quad \text{KN}$$

$$C_{s2} = A_{s2} * f's = 0,00 \quad \text{KN}$$

$$T = A_s * f_y = 311,43 \quad \text{KN}$$

$$\mathbf{Pnb = 625 \quad KN}$$

$$Mnbx = C_c * \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_s * \left(\frac{h}{2} - d'\right) + T * \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$\mathbf{Mnbx = 131,0 \quad KN*m}$$

$$e_{by} = \frac{Mnbx}{Pnb} = 209,6 \quad \text{mm}$$

$e_{by} > e_y \therefore$ por lo tanto falla por compresión!!!

$$a_{nbx} = \beta_1 * C_{nbx} = 115 \quad \text{mm} \quad \text{Usando "d" para el (lado "b")}$$

$$Mnby = C_c * \left(\frac{b}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_s * \left(\frac{b}{2} - d'\right) + T * \left(d - \frac{b}{2}\right)$$

$$\mathbf{Mnby = 106,97 \quad KN*m}$$

$$Pno = 0,85 * f'c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y$$

$$\mathbf{Pno = 1935,14 \quad KN}$$

Usando la expresion de la superficie de interacion para momento biaxial:

$$\frac{Pn - Pnb}{Pno - Pnb} + \left(\frac{Mnx}{Mnbx}\right)^{1,5} + \left(\frac{Mny}{Mnby}\right)^{1,5} < 1$$

$$0,40 < 1 \quad \mathbf{OK!!!}$$

Tramo:	Dimensiones:	As		ρ	% Resistencia
Planta alta	20 x 30 cm	4 ϕ 16	-	1,3	0,81
Planta baja	25 x 30 cm	4 ϕ 20 +	2 ϕ 12	2,0	0,73
Arranque	25 x 30 cm	4 ϕ 20 +	2 ϕ 12	2,0	0,40

Diseño a Corte - Columnas						
Pilar	Planta	Pésimos		Altura	Sección	
		N	Vu	(m)	b	h
		(kN)	(kN)		(mm)	(mm)
C33	PLANTA ALTA	181,5	23,26	3,25	200	300
	PLANTA BAJA	639,3	32,7	3,75	250	300
	ARRANQUE	733,9	27,96	1,6	250	300

$$\begin{aligned}
 N_u &= 733,9 \text{ KN} \\
 V_u &= 27,96 \text{ KN} \\
 f'_c &= 21 \text{ Mpa} \\
 \lambda &= 1 \\
 H_{col} &= 1,6 \text{ m} \\
 b_w &= 250 \text{ mm} \\
 h &= 300 \text{ mm} \\
 d' &= 20 \text{ mm} \\
 d &= 280 \text{ mm} \\
 A_v &= 1,01 \text{ cm}^2 \\
 f_{yt} &= 420 \text{ MPa} \\
 \phi &= 0,75
 \end{aligned}$$

Diam. estribo	Diam. Barra long.
$\phi 8$	$\phi 12$

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) * \left(\frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6}\right) * b_w * d = 90,83 \text{ KN} \quad (\text{ACI - 11.2.2.1})$$

$$\phi V_c = 68,12 \text{ KN}$$

$$1/2 \phi V_c = 34,06 \text{ KN}$$

$$V_s = (V_u - \phi V_c) / \phi = 0,00 \text{ KN}$$

-

$$\text{Requerido } \phi V_s = 0,00 \text{ KN}$$

$$S = \frac{A_v * f_{yt} * d}{V_s} = - \text{ mm}$$

$$\text{Adoptamos } S = 50 \text{ mm}$$

$$s_{\max} = \text{Menor de } 600 \text{ ó } d/2 = 140,00 \text{ mm} \quad (\text{ACI - 11.4.5.1})$$

$$\text{Si: } V_s < 0,33 * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 106 \text{ KN} \quad \text{No reducir } S_{\max} \quad (\text{ACI - 11.4.5.3})$$

$$s_{\max} = \text{Menor de } 300 \text{ ó } d/4 = 70,00 \text{ mm}$$

Entonces $s_{max} =$	140	mm	-
$A_{vmin} =$	0,10	cm ²	ACI - Eq. 11-13 -
$s_{max} =$	590	mm	ACI - Eq. 11-13
$s_{max} =$	505	mm	ACI - Eq. 11-13 con limite de 0,35 Mpa
Dominante $s_{max} =$	140	mm	
Actual $\phi V_s =$	177,46	KN	
Comp. $\phi V_c + \phi V_s =$	245,58	KN	OK!!

Arranque:			
En secc. Critica usar:	20	$\phi 8$	c/15cm
En el resto usar:	7	$\phi 8$	c/15cm
Total:	47	$\phi 8$	
Planta Baja:			
En secc. Critica usar:	20	$\phi 8$	c/15cm
En el resto usar:	21	$\phi 8$	c/15cm
Total:	61	$\phi 8$	
Planta Alta:			
En secc. Critica usar:	15	$\phi 8$	c/20cm
En el resto usar:	13	$\phi 8$	c/20cm
Total:	43	$\phi 8$	

Finalmente optamos por la siguiente distribución de armadura:

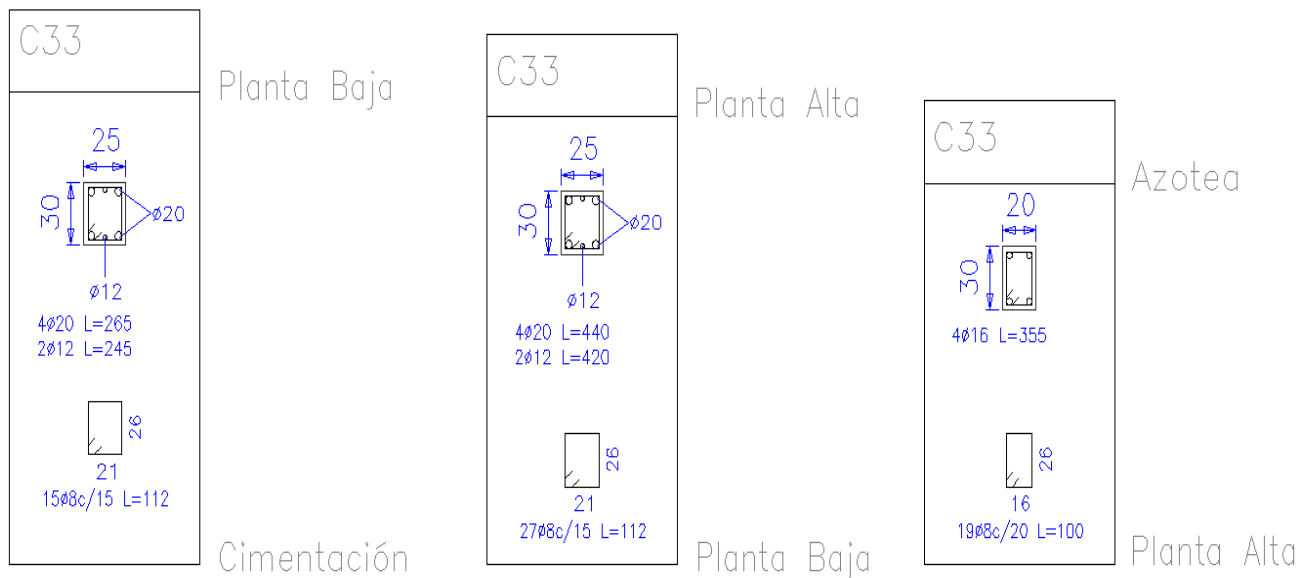
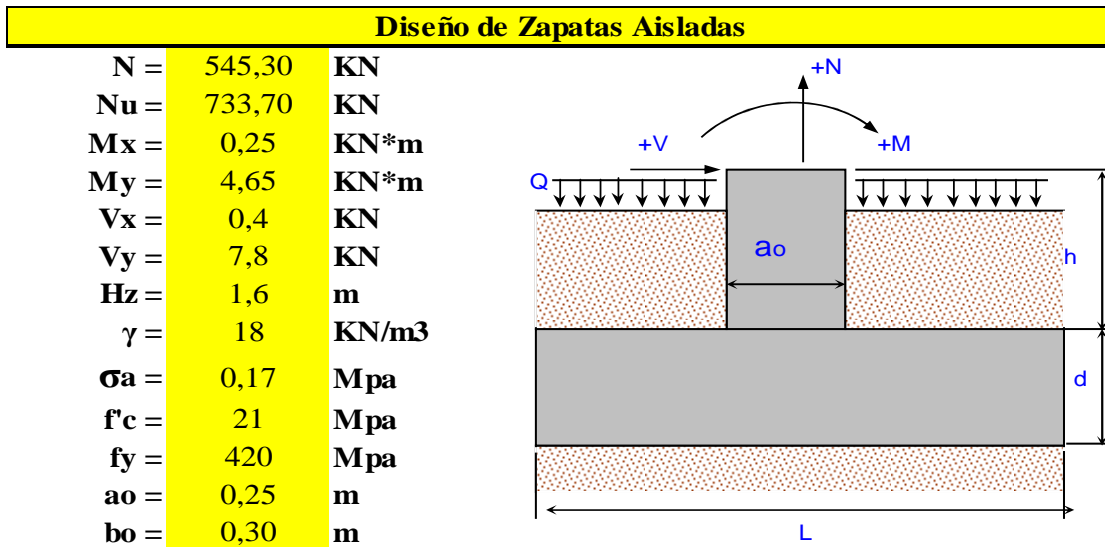


Figura 3.9: Detalle de la disposición de armadura de la columna No.33.

Fuente: Cypecad

3.5. Diseño de Zapatas.

Al igual que las columnas, las zapatas fueron calculadas siguiendo la teoría especificada en el marco teórico. A continuación se diseñara una zapata aislada que soporta a la columna N°33 como ejemplo.



Dimensionamiento en planta:

$$\sigma_e = \sigma_a - \gamma * H_z = 0,141 \text{ Mpa}$$

$$A_{req} = \frac{N}{\sigma_e} = 3,86 \text{ m}^2$$

$$L = \sqrt{A_{req}} = 1,97 \text{ m}$$

Asumiendo L1 = 2,00 m

Area de Zapata = 4,00 m²

Verificación de esfuerzos en la zapata:

$$\sigma = \frac{N}{a * b} + \frac{6Mx}{a * b^2} + \frac{6My}{a^2 * b} = 0,140 \text{ Mpa} \quad \left. \begin{array}{l} \text{OK !!} \\ \text{OK !!} \\ \text{OK !!} \\ \text{OK !!} \end{array} \right\} < \sigma_e$$

$$\sigma = \frac{N}{a * b} - \frac{6Mx}{a * b^2} + \frac{6My}{a^2 * b} = 0,140 \text{ Mpa}$$

$$\sigma = \frac{N}{a * b} + \frac{6Mx}{a * b^2} - \frac{6My}{a^2 * b} = 0,133 \text{ Mpa}$$

$$\sigma = \frac{N}{a * b} - \frac{6Mx}{a * b^2} - \frac{6My}{a^2 * b} = 0,133 \text{ Mpa}$$

Presion de Contacto Ultima:

$$\sigma_u = \frac{Nu}{A} = 0,183 \text{ Mpa}$$

Calculo del Canto Util:

$$f_{vd} = \frac{\sqrt{f'c}}{6} = 0,76 \text{ Mpa}$$

$$k = \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_e} = 13,52$$

$$d \geq \begin{cases} \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1} - \frac{a_o + b_o}{4}} = 277,62 \text{ mm} \\ \frac{2 * (a - a_o)}{4 + k} = 199,74 \text{ mm} \\ \frac{2 * (b - b_o)}{4 + k} = 194,03 \text{ mm} \end{cases}$$

Asumiendo H= 50 cm

d = 438 mm

Comprobacion al Vuelco:

$$(N + Pp) * \frac{L}{2} \geq (M + V * lh) * \gamma_1$$

Eje x: 608,77 ≥ 0,90 OK !!

Eje y: 608,77 ≥ 17,22 OK !!

Verificacion al Deslizamiento:

$$(N + Pp) * \tan \varphi_d \geq Hxy * \gamma_2$$

Eje x: 351,47 ≥ 0,60 OK !!

Eje y: 351,47 ≥ 11,70 OK !!

Verificacion al Punzonamiento:

$$A_o = (a + d) * (b + d) = 507744 \text{ mm}^2$$

$$b_o = 2 * (a + b + 2 * d) = 2852 \text{ mm}$$

$$V_u = \frac{q_u * (AB - A_o)}{\phi * b_o * d} = 0,684 \text{ Mpa}$$

$$V_c = \frac{\phi * \lambda * \sqrt{f'c}}{3} = 1,146 \text{ Mpa}$$

$$V_c = \frac{\phi * \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) * \lambda * \sqrt{f'c}}{6} = 1,718 \text{ Mpa}$$

$\beta c < 2$ no tomar en cuenta

$$V_c = \frac{\phi * \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) * \lambda * \sqrt{f'c}}{12} = 2,332 \text{ Mpa}$$

$$V_u < V_c$$

$$0,68 < 1,15 \quad \text{OK !!}$$

Verificacion a Corte por Flexion:

$$V_{uxy} = \frac{q_u * \left(\frac{L}{2} - \frac{a_o}{2} - d\right) * L}{\phi * L * d} = 0,244 \text{ Mpa}$$

$$V_c = \frac{\phi * \lambda * \sqrt{f'c}}{6} = 0,57$$

$$V_u < V_c$$

$$0,244 < 0,573 \quad \text{OK !!}$$

Calculo del Refuerzo de Acero por Flexion:

$$M_{uxy} = L * q_u * \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{a_o}{2}\right)^2}{2} = 140,4 \text{ KN*m}$$

$$\beta_1 = 0,85 \quad \beta_1 = 0,85 - 0,008(f'c - 30 \text{ MPa}) \geq 0,65$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = 0,41 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f'_c}} \right] = 0,0010$$

$$a = \frac{\rho f_y d}{0,85 f'_c} = 10,10 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 11,88 \text{ mm}$$

$$\epsilon_i = \frac{d-c}{c} 0,003 = 0,11 \quad \text{ok deformacion excede 0.004}$$

$$\phi = 0.65 + (\epsilon_t - \epsilon_y) \frac{0.25}{(0.005 - \epsilon_y)} = 0,90 \quad -$$

$$A_s = \rho * b * d = 8,58 \quad \text{cm}^2 \quad -$$

$$A_{s_{temp}} = 0,0018 * b * d = 15,77 \quad \text{cm}^2 \quad -$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} b d = 23,89 \quad \text{cm}^2 \quad \text{No tomar en cuenta; } A_{s_{Real}} \text{ mayor a } A_{s_{req}} \text{ en } 1/3$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{f_y} b d = 29,20 \quad \text{cm}^2 \quad \text{No tomar en cuenta; } A_{s_{Real}} \text{ mayor a } A_{s_{req}} \text{ en } 1/3$$

$$A_{s_{Requerido}} = 15,77 \quad \text{cm}^2$$

Usar : 14 ϕ : 12 para cada lado

$A_{s_{Real}} =$	15,83	cm^2	OK!!!
------------------	-------	---------------	-------

$$S = 0,135 < 3H \text{ ó } 0,45 \quad \text{OK!!} \quad (\text{ACI-10.5.4})$$

Longitud de desarrollo de las barras:

$$d_b = 1,2 \quad \text{cm}$$

$$\psi_t = 1,00$$

$$\psi_e = 1,00$$

$$\psi_s = 0,80$$

$$\lambda = 1,00$$

$$c_b = 6,75 \quad \text{cm}$$

$$\psi_t \psi_e = 1$$

$$K_{tr} = 0$$

$$(c_b + K_{tr})/d_b = 2,50$$

$$l_d = \frac{9}{10} \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \left[\frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{c_b + K_{tr}} \right] d_b = 26 \phi = 32 \text{ cm} \quad (\text{sin ajustar por } A_{s_{req'd}}/A_{s_{provisto}})$$

$$A_{s_{req'd}}/A_{s_{provisto}} = 1,00$$

$$l_d = 32 \text{ cm} \quad (\text{ajustado por: } A_{s_{req'd}}/A_{s_{provisto}})$$

pero no menor que: 30 cm

Transferencia de carga de columna a zapata:

Resistencia admisible en base de columna.-

$$= \phi * (0,85 * f'c * A1) = 870,19 \text{ KN} > Nu.. \text{ OK!!}$$

Resistencia admisible en zapata.-

$$\sqrt{A2/A1} < 2 = 2$$
$$= \phi * (0,85 * f'c * A1) * \sqrt{\frac{A2}{A1}} = 1740,38 \text{ KN} > Nu.. \text{ OK!!}$$

Diseño para el exceso de carga.-

$$Ne = Nu - Nadm = 0 \text{ KN}$$

$$As = \frac{Ne}{\phi * fy} = 0 \text{ cm}^2 -$$

$$As_{min} = 0,005 * a_o * b_o = 3,75 \text{ cm}^2 <-- \text{ controla}$$

Usar :

4	\phi: 12
As_{Real} =	4,52 cm²

 OK!!!

Longitud de desarrollo hacia la columna.-

$$ld = \frac{0,24 * fy * d_b}{\lambda * \sqrt{f'c}} = 26,00 \text{ cm} <-- \text{ controla}$$

$$ld = 0,043 * fy * d_b = 22 \text{ cm} -$$

$$ld = ld * \frac{As_{req}}{As_{prov}} = 17,00 \text{ cm}$$

Extender las barras 26 cm tando hacia la columna como hacia la zapata !!

$$\text{Long.libre} = h - r - 2 * \phi = 43 \text{ cm} \text{ OK!!!}$$

Finalmente optamos por la siguiente distribución de armadura:

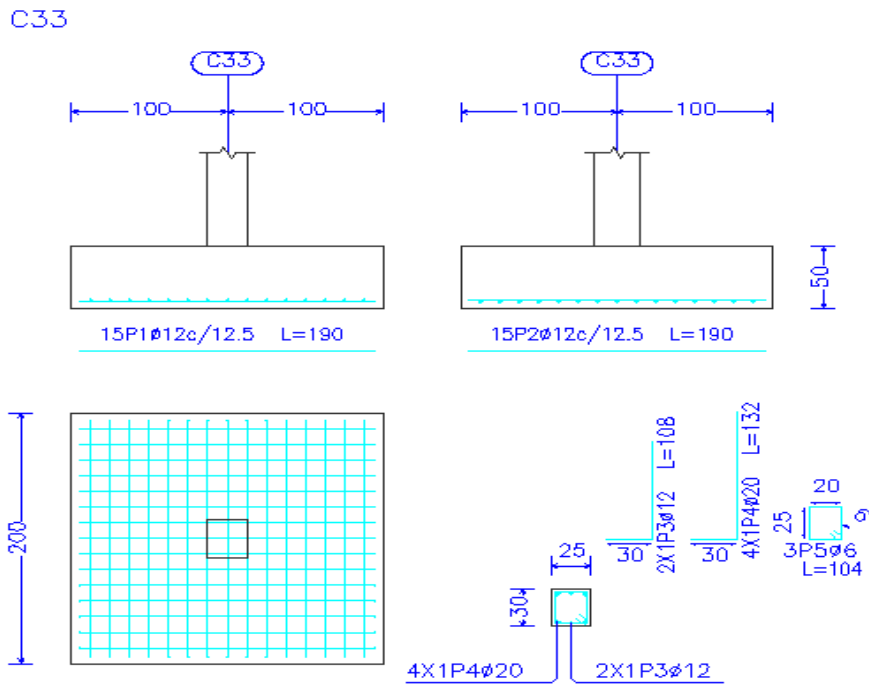
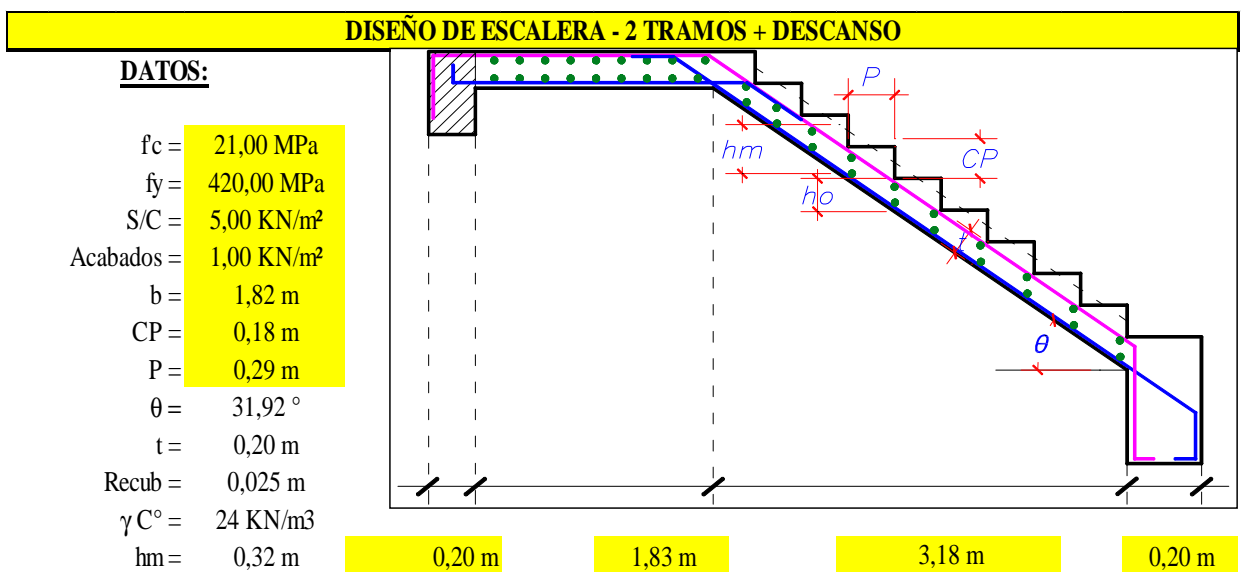


Figura 3.10: Detalle de la disposición de armadura de la zapata No.33.

Fuente: Cypecad

3.6. Diseño de Escaleras.

Al igual que el resto de los elementos estructurales, las escaleras fueron calculadas siguiendo la teoría especificada en el marco teórico. A continuación se diseñara la escalera del lado derecho como ejemplo:



1. PREDIMENSIONADO

Espesor de la escalera

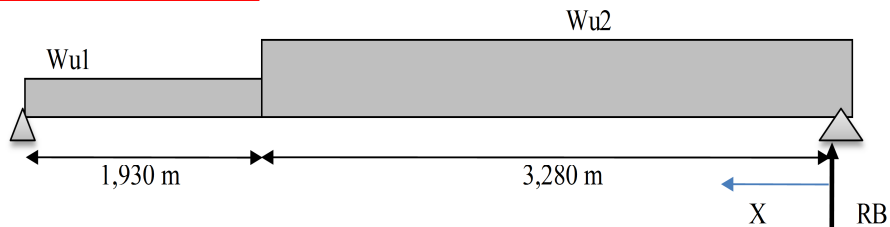
$$t = Ln/20 = 0,25 \text{ m}$$

$$t = Ln/25 = 0,20 \text{ m}$$

$$t = 0,20 \text{ m}$$

$$hm = h + \frac{CP}{2} = \frac{t}{\cos \theta} + \frac{CP}{2}$$

2. METRADO DE CARGAS



Wu1 TRAMO DESCANSO

Carga Muerta		Carga Viva	
P.P =	8,74 KN/m	S/C =	9,10 KN/m
P.V =	0,30 KN/m		
Acabados =	1,82 KN/m		
	<u>10,86 KN/m</u>		<u>9,10 KN/m</u>
WD1 =	13,03 KN/m	WL1 =	14,56 KN/m
			Wu1 = 27,59 KN/m

Wu2 TRAMO PASOS

Carga Muerta		Carga Viva	
P.P =	13,89 KN/m	S/C =	9,10 KN/m
Acabados =	1,82 KN/m		
	<u>15,71 KN/m</u>		<u>9,10 KN/m</u>
WD1 =	18,85 KN/m	WL1 =	14,56 KN/m
			Wu2 = 33,41 KN/m

3. CALCULO DE MOMENTO

$$RB = 84,95 \text{ KN}$$

El momento máximo se dará en la sección que posea el cortante igual a 0

$$V_x = 0 \longrightarrow X = 2,54 \text{ m}$$

$$(+)\ Mu \text{ max} = 108,00 \text{ KN-m}$$

$$(+)\ M \text{ diseño} = 108,00 \text{ KN-m}$$

4. DISEÑO EN ACERO

Para Momento Positivo: 108,0 KN-m

Asumiendo barra de acero:

$$b = 1,82 \text{ m}$$

$$d = 0,17 \text{ m}$$

$$a = 0,023 \text{ m}$$

$$As (+) = 18,17 \text{ cm}^2 \quad \text{Ok!}$$

$$As (+) = 18,17 \text{ cm}^2$$

$$S = 0,10 \text{ m}$$

$$\# \text{ Barras} = 19,0$$

$$As \text{ min} = 5,54 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 12,00 \text{ mm}$$

$$As = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{USAR} = 19 \phi 12 \text{ c/10cm}$$

Para el tramo inferior de la escalera !!

$$\text{USAR} = 13 \phi 16 \text{ c/15cm}$$

Para el tramo superior de la escalera !!

Para Momento Negativo: 36,00 KN-m

$\phi = 10,00$ mm

Asumiendo barra de acero:

As = 0,79 cm²

As (-) = 6,06 cm² **OK!**

As (-) = 6,06 cm² ←

S = 0,20 m

S max = 0,60 m

S max = 0,45 m

Usar S = 0,20 m

Barras = 10

USAR = 10 ϕ 10 c/20cm

Para el descanso intermedio !!

Para As de Temperatura:

As temp = 3,60 cm² Una capa

As temp = 1,80 cm² Dos capas

Asumiendo barra de acero:

$\phi = 10,00$ mm

S = 0,22 m

As = 0,79 cm²

S max = 1,00 m

S max = 0,45 m

Usar S = 0,20 m

USAR = ϕ 10 c/20cm

Para toda la escalera !!

DISTRIBUCION DE ACERO			
	19 ϕ	12,00	c/ 10cm
	13 ϕ	16,00	c/ 15cm
	10 ϕ	10,00	c/ 20cm
	ϕ	10,00	c/ 20cm

Finalmente optamos por la siguiente distribución de armadura:

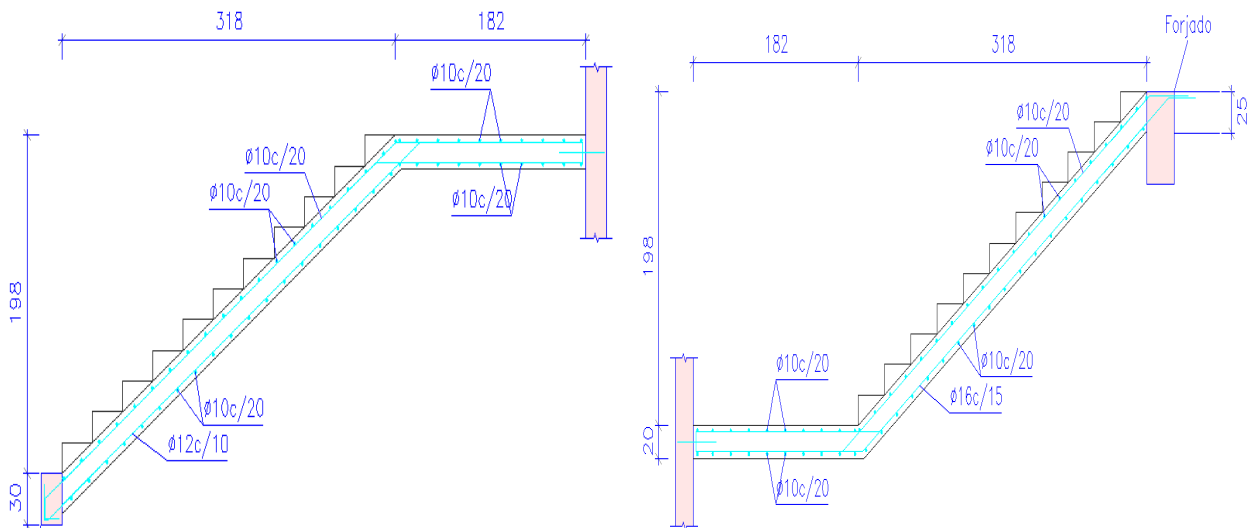


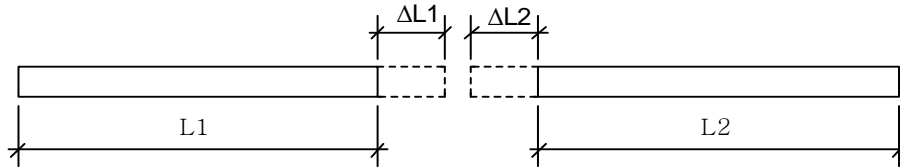
Figura 3.11: Detalle de la disposición de armadura de la escalera lado derecho.

Fuente: Cypecad

3.7. Calculo de la Apertura de la Junta de Dilatación.

Calculo del Espacio para la Junta de Dilatacion

Desplamiento por Dilatacion Termica:



Datos:

L1=	36,95	m	Portico Izquierdo
L2=	31,88	m	Portico Derecho
$\alpha =$	1,1E-05	/ °C	
$\Delta T =$	20,0	°C	

$$\Delta L = \alpha * L * \Delta T$$

$$\Delta L1 = 0,813 \text{ cm}$$

$$\Delta L 2 = 0,701 \text{ cm}$$

El delta para la junta sera la suma de la mitad de cada uno.

$$Dt = \frac{\Delta L1}{2} + \frac{\Delta L2}{2}$$

$$Dt = 0,76 \text{ cm}$$

Desplamiento por acción de las cargas:

Para estar del lado de la seguridad se toma el mayor desplazamiento de los extremos de las columnas:

Dc1 =	0,360	cm	Estructura lado Derecho
Dc2 =	0,740	cm	Estructura lado Izquierdo

El espacio necesario para que se produzcan estos desplazamientos de manera segura y no comprometa la funcionalidad ni la estetica de la estructura, sera:

$$Et = Dt + Dc 1 + Dc 2$$

$$Et = 1,86 \text{ cm}$$

Por tanto adoptamos como espacio para la junta una dimension comercial de:

Et =	2,00	cm
-------------	-------------	-----------

3.8. Presupuesto de Obra.

En los precios unitarios del proyecto se incluye el costo de la mano de obra, materiales, herramienta, equipos, cargas sociales, gastos generales, administrativos, impuestos y utilidades. En el siguiente cuadro se muestra un resumen de los cálculos métricos, precios unitarios de todas las actividades que forman parte del proyecto y el costo total.

PRESUPUESTO GENERAL

N°	Actividad	Unidad	Cantidad de ítem	Precio unitario	Precio parcial (Bs)
1	DESBROCE Y LIMPIEZA DE TERRENO CON MAQUINARIA	ha	0,13	1182,74	153,76
2	INSTALACION DE FAENAS	glb	1	3799,66	3.799,66
3	MALLA OLIMPICA PARA CERRAMIENTO H=2.15	m	278,86	447,88	124.895,82
4	PISO CEMENTO FROTACHADO C/CONTRAP.	m ²	148,98	180,73	26.925,16
5	PORTON METALICO	m ²	27,58	616,76	17.010,24
Total Modulo 1 monto en Bs.=					172784,63
N°	Actividad	Unidad	Cantidad de ítem	Precio unitario	Precio parcial (Bs)
1	REPLANTEO Y TRAZADO	m ²	2.151,40	2,13	4.582,48
2	EXCAVACION CON MAQUINARIA	m ³	413,37	20,1	8.308,74
3	ZAPATAS DE Hº Aº DOSIF 1:2:3	m ³	78,51	2.761,43	216.799,87
4	RELLENO Y COMPACTADO C/SALTARINA SIN MAT	m ³	281,01	77,18	21.688,35
5	VIGA DE ENCADENADO DE Hº Aº	m ³	62,3	3.669,04	228.581,19
6	IMPERMEABILIZACION DE SOBRECIMENTOS	m ²	178	57,97	10.318,66
7	COLUMNAS DE Hº Aº DOSIF 1:2:3	m ³	47,89	3.855,11	184.621,22
8	VIGA DE Hº Aº	m ³	176,92	3.690,26	652.880,80
9	MURO LADRILLO 6 HUECOS E=18 CM	m ²	2.651,00	164,86	437.043,86
10	LOSA ALIVIANADA C/PLASTOFORM H=25 CM	m ²	2.025,38	383,01	775.740,79
11	GRADAS DE Hº Aº	m ³	13,14	3.511,45	46.140,45
12	CIELO RASO SOBRE LOSA	m ²	1.999,46	113,9	227.738,49
13	CIELO FALSO PLACAS DE YESO C/TEXTURA	m ²	25,92	133,68	3.464,99
14	PROV. COLOC. TANQUE ELEVADO 2750 LTS	pza	2	5.166,34	10.332,68
15	INST.ILUMINAC. ELEC FLUORESCENTE 2X40W	pto	141	453,74	63.977,34
16	INST. ILUMINACION + BOMBILLA C/SPOT 100W	pto	73	530,2	38.704,60
17	TOMA CORRIENTE DOBLE	pto	140	295,74	41.403,60
18	TABLERO MEDICION Y DISTRIBUCION ELECT.	pza	1	9.979,99	9.979,99
19	PROV. Y COLOC. MAT AGUA POT D1/2"ESQ40	m	82	39,62	3.248,84
20	PROV COLOC. MAT INST SANITARIA D= 6"	m	15	223,92	3.358,80
21	PROV COLOC. MAT INST SANITARIA D= 4"	m	48	105,85	5.080,80
22	PROV COLOC. MAT INST SANITARIA D= 2"	m	56	47,63	2.667,28
23	CAMARA DE INSPECCION Hº Cº (60X60CM)	pza	4	1.440,75	5.763,00
24	PROV. INSTALACION DE INODORO TANQUE BAJO	pza	28	1.415,40	39.631,20
25	PROV. INSTALACION URINARIO DE PARED	pza	8	650,35	5.202,80
26	LAVAMANOS FERRUM CON GRIFERIA	pza	18	1.215,80	21.884,40
27	JUNTA DE DILATAION	m	17,9	655,85	11.739,72
28	JUNTA DE DILATAION C/PLASTOFORM 1 CM	m	22,5	25,86	581,85
29	CONTRAPISO DE CEMENTO +EMPEDRADO	m ²	971,88	153,81	149.484,86
30	REVOQUE EXTERIOR CAL-CEMENTO (FACHADA)	m ²	1.502,25	140,26	210.705,59

31	REVOQUE INTERIOR CAL-CEMENTO-YESO	m ²	3.746,14	128,21	480.292,61
32	PISO CERAMICO SOBRE LOSA Ó CONTRAPISO	m ²	1.999,46	214,61	429.104,11
33	ZOCALO CERAMICO	m	1.368,23	56,24	76.949,26
34	REVESTIMIENTO DE AZULEJOS	m ²	341,6	258,1	88.166,96
35	PUERTA TABLERO C/MARCO	m ²	171,41	1.187,87	203.612,80
36	VENTANA DE MADERA C/MARCO	m ²	287,7	1.025,49	295.033,47
37	VIDRIOS DOBLES	m ²	287,7	156,1	44.909,97
38	CHAPA INTERIOR	pza	41	417,59	17.121,19
39	CHAPA DE BAÑO	pza	28	225,91	6.325,48
40	BISAGRAS DE 3" (JAPONESA)	pza	246	25,47	6.265,62
41	BARANDA METALICA CON TUBO REDONDO	m	129,95	849,11	110.341,84
42	PINTURA LATEX EXTERIOR	m ²	1.502,25	43,27	65.002,36
43	PINTURA LATEX INTERIOR	m ²	3.746,14	39,79	149.058,91
44	CANAleta Y BAJANTE DE CALAMINA	m	288,98	140,68	40.653,71
45	PINTURA AL ACEITE SOBRE MADERA	m ²	459,11	45,71	20.985,92
46	PISO CEMENTO FROTACHADO C/CONTRAP. CANCHA	m ²	364	180,73	65.785,72
47	PINTURA INTERIOR CANCHAS	m ²	364	47,08	17.137,12
48	REJILLA METALICA P/VENTANAS	m ²	10,95	650,28	7.120,57
49	IMPERMEABILIZACION DE PISO C/MEMBRANA AS	m ²	1.034,17	120,11	124.214,16
50	PROV. E INST. ELECTRO BOMBA 1,5 HP	pza	1	3.166,29	3.166,29
51	LIMPIEZA GENERAL DE OBRA	glb	1	38.609,97	38.609,97
52	ACERO ESTRUCTURAL	kg	36.495,99	19,63	716.416,28
53	HORMIGON SIMPLE DE NIVELACION	m ³	20,09	993,86	19.966,65
Total Modulo 2 monto en Bs.:=					6467898,20
Total monto en Bs.:=					6.640.682,83

El costo total de la obra seria de 6640682.83Bs haciendo un valor de 954121.10\$ Americanos. Si el área de construcción total es de 2488.23 m² y tomando en cuenta el costo del módulo 2 determinamos un costo por metro cuadrado de 374\$ Americanos.

En el Anexo VII y VIII se encuentran los detalles de los cómputos métricos y el análisis de precios unitarios.

3.9.Plan de Obra.

El cronograma de actividades se realizó teniendo en cuenta las cantidades de cada ítem, el rendimiento de la mano de obra y una determinada cantidad de cuadrilla de trabajo.

De esta manera se pudo determinar la duración en días de cada actividad.

Con la ayuda del programa Project se pudo determinar la duración de toda la obra que es de 362 días calendarios. (Ver Anexo IX).

CONCLUSIONES

Al concluir con la elaboración del proyecto de Diseño Estructural del Politécnico Tabladita II, se arribó a las siguientes conclusiones:

- Al realizar el diseño estructural se pudo consolidar conocimientos de cálculo y diseño en hormigón armado.
- Se optó por realizar el diseño estructural siguiendo las recomendaciones de la norma ACI-318 11 debido a que se actualiza cada 3 años a diferencia de la nuestra y es preferencia de la mayoría de los países de América debido a la simpleza de sus fórmulas y métodos de cálculo recomendados.
- Las dimensiones de las columnas fueron variando respecto al diseño arquitectónico en función a las cuantías que presentaban las mismas una vez calculada la estructura, siempre yendo por el lado de la seguridad y la economía del proyecto.
- Las vigas de encadenado cumplen la función de cimiento y sobrecimiento al mismo tiempo, ya que esta solución es más rápida de construir y efectiva a la hora de arriostrar las columnas y proteger la estructura de la humedad del suelo acompañadas de una capa de impermeabilizante.
- Se optó por utilizar losas de viguetas pretensadas, alivianadas con plastoform debido a que con un canto de losa económico, se pudo absorber los momentos máximos presentados en las losas de mayor luz, cumpliendo con los límites de flechas que impone la norma ACI. Aparte de que existen empresas en el mercado que brindan una buena asistencia a sus clientes, ayudando a optimizar la utilización de sus productos.
- La estética tiene costos elevados debido a que los elementos estructurales presentan más armadura cuando se intenta ocultarlos dentro de los muros. En este caso se procuró ocultar los elementos estructurales de una manera que no afecte demasiado la economía del proyecto, debido a que la Alcaldía Municipal de Tarija acepta proyectos de hasta 390 dólares americanos por metro cuadrado de construcción. Gracias al esfuerzo puesto en la optimización de los elementos estructurales se pudo mantener el precio del proyecto por debajo del límite que impone la Alcaldía.

- Debido a que el suelo donde se emplazará la estructura presenta una buena resistencia y las cargas provenientes de la estructura no eran muy elevadas se optó por sustentar la estructura con zapatas aisladas rígidas de canto constante.
- Para la verificación del diseño de las columnas se utilizó los métodos recomendados por la norma ACI, llegando a la conclusión de que se obtuvo columnas eficientes económicamente en planta alta y planta baja, pero con un extra de armadura en el arranque de algunas columnas, esto debido a que los momentos más fuertes y axiles moderados se presentaron en planta baja, a diferencia de los arranques que presentaban axiles fuertes y momentos muy pequeños, por lo tanto el tramo de la planta baja llegaría a tener más armadura que el tramo del arranque, entonces por criterio de continuidad de las armaduras se mantuvo la misma armadura en ambos tramos.
- Como es complicado encontrar diagramas de interacción estándar con unidades en el sistema internacional, con la misma disposición de armaduras y la misma resistencia de los materiales que se usó en el cálculo y verificación de las columnas del proyecto, como aporte académico se realizó planillas en Excel, que generan los diagramas de interacción para elementos sometidos a cargas axiales combinadas con momentos flectores, las cuales fueron comprobadas con diagramas de interacción estándar con las mismas unidades y valores de resistencia de los materiales, donde se encontraron resultados muy similares. Estas planillas son esenciales para poder utilizar los métodos de cálculo y verificación de columnas según los métodos recomendados por la norma ACI.
- La planilla realizada como aporte académico, puede generar diagramas de interacción, donde se encuentra delimitadas la zona controlada por tracción y las zona controlada por compresión, las cuales se encuentran separadas por la recta generada por las cargas balanceadas, donde también se puede generar curvas de interacción adimensionales donde se reemplaza “Pn” por K_n ($P_n/f'c*Ag$) y “Mn” por R_n ($P_n*e/ f'c*Ag*h$), donde se puede notar que para una sección en particular $R_n = e/h * K_n$, lo cual nos ayudó a encontrar el valor de “Pn”, cuando verificamos la resistencia nominal de la columna analizada con la ecuación propuesta por el profesor Boris Bresler.

En el caso de que la pieza presente cargas axiales elevadas y pequeños momentos, el código ACI recomienda utilizar $\phi = 0.65$ para columnas rectangulares, caso contrario, para flexión pura se recomienda utilizar $\phi = 0.90$

Cuando una pieza esté sujeta a cargas axiales y momentos flectores, donde su deformación por tracción ϵ_t se encuentre entre los límites de las zonas controladas por tracción y las zonas controladas por compresión, cae en la zona de transición para ϕ . En esta zona se permite incrementar ϕ linealmente desde 0.65 a 0.90 (para columnas rectangulares) en función del incremento de ϵ_t desde el límite de la zona controlada por compresión hacia 0.005.

El esfuerzo axial máximo P_u es representado por una línea horizontal en cada diagrama, el cual fue calculado, con una resistencia de diseño limitada al 80% de la resistencia nominal de una sección sometida a carga axial pura, lo cual toma en cuenta una excentricidad accidental de 0.1 de la altura de la sección.

- Como los puntos generados por las cargas axiales y momentos flectores, caen adentro de las curvas de interacción, verificamos que cada sección de la columna analizada puede resistir con eficiencia las solicitaciones a las que se encuentra sometida la columna.
- Debido a que el paquete estructural Cypecad realiza el diseño estructural de las escaleras realizando simplificaciones justamente para que los resultados se puedan comparar con cálculos manuales, se dispuso apoyos fijos en la escalera para la verificación manual, como lo recomienda su manual de uso, por lo cual se dieron resultados similares a los resultados del paquete estructural. Para quedar del lado de la seguridad se dispuso la armadura, de tal forma que su desarrollo llegue adentro de cada apoyo.
- A pesar de que los resultados del análisis estructural realizado con el paquete estructural Cypecad, comparado con un análisis manual pueden llegar a variar alrededor de un 25%, los resultados del diseño estructural de las piezas analizadas varían alrededor del 5% respecto a los resultados del diseño hecho manualmente. Saber cómo funciona el paquete estructural y que datos utiliza para realizar el diseño estructural es esencial para poder realizar una comparación con un diseño estructural hecho a mano.

RECOMENDACIONES

Al concluir con la elaboración del proyecto de Diseño Estructural del Politécnico Tabladita II, se recomienda:

- Dedicar el tiempo necesario al predimensionamiento de los elementos estructurales, para que una vez calculada la estructura no se tenga que realizar muchas modificaciones de las dimensiones de los mismos en búsqueda de eficiencia y economía de la estructura.
- Revisar cada una de las opciones del paquete estructural antes del cálculo de la estructura, como ser continuidad de armadura, igualar armaduras, simetría de armaduras, efectos de segundo orden, por ejemplo, ya que se podría atender con la economía del proyecto. Además de que los resultados tienen que ser similares a los resultados encontrados mediante métodos manuales.
- Definir puntos fijos en las columnas introducidas al paquete estructural antes de realizar la optimización de las mismas, para evitar que se desplacen del lugar definido por la arquitectura.
- Verificar la correcta introducción de datos al paquete estructural, de una manera aproximada mediante la utilización de métodos aproximados o la simple estática si es posible, debido a que no se sabe a ciencia cierta de como los paquetes computarizados realizan la distribución de las cargas a los elementos estructurales.
- Realizar planillas de diseño en Excel para poder cambiar datos y obtener resultados rápidamente en caso de haber modificado algún elemento estructural.
- En la losa alivianada dejar 10 centímetros de separación entre las piezas de plastoform, cerca del centro de la luz de cada paño para poder realizar un macizado, lo cual permitirá que cada paño trabaje de manera conjunta entre sus elementos resistentes.
- Buscar bases de datos de precios y rendimientos de obreros actuales en nuestro mercado, para evitar obtener precios elevados o distintos a los precios de materiales y rendimientos en nuestra región.

BIBLIOGRAFIA

La bibliografía que se consultó en la elaboración del proyecto, es la que se indica a continuación:

NORMAS

1. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-11)

LIBROS

1. CALAVERA J. “Cálculo de estructuras de Cimentación”. 3ª edición, INTEMAC. Madrid, 1991.
2. JACK C. McCORMAC – RUSSELL H. BROWN “Design of Reinforced Concrete” 9ª Edición.
3. JAMES K. WIGHT – JAMES G. MacGREGOR “Reinforced Concrete Mechanics & Design 6ª Edición”
4. ASCE 7-05 Minimum Design Loads for buildings and other Structures.
5. NILSON – “Design of Concrete Structures”, 14ª (2010)