

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

Diseño estructural del bloque de aulas de EGB perteneciente al Colegio
Aleman Humboldt ubicado en el cantón Samborondón

PROYECTO INTEGRADOR

Previo la obtención del Título de:

Nombre de la titulación

Ingeniero Civil

Presentado por:

Siuling Viviana Ching Ávalos

Sebastián Andrés Cevallos López

GUAYAQUIL - ECUADOR

Año: 2022

DEDICATORIA

A mamita María, porque en cada paso que he dado, ha estado junto a mí.

A mi familia, pilar fundamental y apoyo incondicional.

A mí misma, para recordarme según la voluntad de Dios, soy capaz de lograr todo lo que me proponga con mi esfuerzo y dedicación.

-Siuling Ching

AGRADECIMIENTOS

Una vez culminada esta etapa de mi vida agradezco a Dios y a la Virgen por ser guía en mi camino.

Agradezco también a mi familia y amigos, que han sido soporte fundamental y estuvieron ahí para brindar una sonrisa en momentos difíciles.

De la misma manera hago mención especial a mi compañero Sebastián, sin él no habría sido posible.

A aquellos profesores dedicados, que aportaron conocimientos en la carrera que hoy me apasiona. Y entre ellos, un agradecimiento especial a PhD Andrés Velastegui por creer en mí. Su apoyo incondicional ha influido en mi crecimiento académico, profesional y personal. Gracias por convertirse en un amigo.

Siuling Ching Ávalos

DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; *Sebastián Andrés Cevallos López* y *Siuling Viviana Ching Ávalos* damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”



Sebastián Andrés
Cevallos López



Siuling Viviana Ching
Ávalos

EVALUADORES

.....
Ing. Miguel Ángel Chávez

PROFESOR DE LA MATERIA

.....
Ing. Carlos Quishpe Otacoma

PROFESOR TUTOR

RESUMEN

El cantón Samborondón ha tenido un crecimiento de población rural del 24% al 63% en 10 años. Este aumento poblacional tuvo por consecuencia un aumento de demanda académica en el cantón, problemática a la que el colegio Alemán Humboldt respondió con la apertura de una sede en el sector. Con el fin de mejorar su oferta académica, el plantel educativo decidió construir un nuevo bloque de aulas, y el objetivo de este proyecto es elaborar el diseño estructural. La edificación fue diseñada en hormigón armado y fue elaborada siguiendo los lineamientos de las normativas ACI y NEC, así como AISC para los elementos de acero estructural que se usaron con el fin de alivianar la estructura. Por su parte, el diseño arquitectónico presentaba un reto pues tenía limitaciones para los elementos estructurales además de caracterizarse por irregularidades. Para cumplir con estas necesidades se empleó muros estructurales y columnas en L. Por su parte, la solución planteada para los suelos blandos en los que se asentaba el proyecto fue una cimentación corrida en dos dimensiones.

Palabras Clave: Diseño estructural, edificio irregular, colegio.

ABSTRACT

Population increase at Samborondón City has risen from 24% to 63% in a lapse of 10 years. As a consequence of this population growth, there was a need of schools near by. As a response, Aleman Humboldt open a Branch at Samborondon. In ordder to give a better academic offer, the Branch decided to build a new building. This Project pretends to solve the structural design process of that new building. The edification used reinforced concrete and used ACI, and NEC as well as AISC for Steel members used to make the structure lighter. For the architectonic desing, it limited the structural elements dimensions. To reach this objectives thee was used shear walls and L shaped columns. In adition, the solution for soils was a two directions cointinuous foundations.

Keywords: Structural design, irregular building, high school.

ÍNDICE GENERAL

EVALUADORES.....	5
RESUMEN.....	I
<i>ABSTRACT</i>	II
ÍNDICE GENERAL.....	III
ABREVIATURAS	VII
SIMBOLOGÍA	VIII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	IX
ÍNDICE DE TABLAS	XI
ÍNDICE DE PLANOS	XIII
CAPÍTULO 1	14
1. Introducción.....	14
1.1 Antecedentes.....	15
1.2 Problemática.....	15
1.3 Localización	15
1.4 Información básica.....	16
1.4.1 Disposición Arquitectónica	16
1.4.2 Limitaciones	16
1.4.3 Características del suelo	17
1.5 Objetivos.....	17
1.5.1 Objetivo General	17
1.5.2 Objetivos Específicos	17
1.6 Justificación	18
1.7 Marco Teórico.....	18
1.7.1 Riesgo Sísmico	18

1.7.2	Efectos del sismo en edificaciones.....	19
1.7.3	Aspectos del diseño sismorresistente	19
1.7.4	Sistemas estructurales	20
1.7.5	Estado del Arte.....	20
1.7.6	Aspectos legales en el Ecuador	22
1.7.7	Aspectos Ambientales.....	23
CAPÍTULO 2.....		24
2.	DESARROLLO DEL PROYECTO.....	24
2.1	Metodología	24
2.2	Trabajo de campo, laboratorio y gabinete.....	25
2.2.1	Investigación geotécnica	25
2.2.2	Condiciones topográficas	26
2.2.3	Secuencia estratigráfica	26
2.2.4	Evaluación de asentamientos de relleno.....	27
2.3	Análisis de alternativas	27
2.3.1	Alternativa A: Sistema dual en hormigón armado	27
2.3.2	Alternativa B: Estructura mixta	28
2.3.3	Alternativa C: Pórtico de acero estructural	29
2.3.4	Criterios de evaluación.....	29
2.3.5	Elección de alternativa Superestructura.....	30
2.3.6	Elección de alternativa Subestructura	31
CAPÍTULO 3.....		33
3.	DISEÑOS Y ESPECIFICACIONES.....	33
3.4	Diseño de cimentación.....	33
3.4.1	Capacidad portante	34
3.4.2	Coeficiente de balasto.....	34

3.4.3	Distribución de esfuerzos en el suelo.....	36
3.5	Diseño de muros.....	38
3.6	Diseño de columnas	41
3.7	Diseño de vigas	43
3.8	Especificaciones técnicas	44
CAPÍTULO 4.....		45
4.	ESTUDIO DEL IMPACTO AMBIENTAL.....	45
4.1	Objetivos.....	45
4.1.1	Objetivo general	45
4.1.2	Objetivos específicos	45
4.2	Descripción del proyecto.....	45
4.2.1	Categorización ambiental.....	46
4.2.2	Fases de construcción del proyecto	47
4.3	Línea base ambiental.....	50
4.3.1	Medio físico – químico.....	50
4.3.2	Medio físico biótico.....	51
4.3.3	Medio socioeconómico.....	52
4.4	Actividades del proyecto	52
4.5	Identificación de impactos ambientales	54
4.6	Valoración de impactos ambientales	56
4.7	Medidas de prevención/mitigación.....	59
4.8	Conclusiones	63
CAPÍTULO 5.....		64
5.	PRESUPUESTO	64
5.1	Descripción de rubros.....	64
5.2	Análisis de costos unitarios.....	64

5.3	Descripción de cantidades de obra.....	64
5.4	Valoración integral del costo del proyecto incluyendo las medidas de prevención y mitigación del impacto ambiental.....	65
5.5	Cronograma valorado	66
CAPÍTULO 6.....		67
6.	Conclusiones Y Recomendaciones.....	67
	Conclusiones	67
	Recomendaciones	68
BIBLIOGRAFÍA.....		69
PLANOS Y ANEXOS.....		71

ABREVIATURAS

ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
EGB	Escuela General básica
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
NEC-SE-CG	NEC – Cargas no sísmicas
NEC-SE-DS	NEC - Peligro sísmico, diseño sismo resistente
ACI	American Concrete Institute
AISC	American Institute of Steel Construction

SIMBOLOGÍA

m	Metro
cm	Centímetro
tonnef	Tonelada fuerza
kgf	Kilogramo fuerza
N	Newton
kN	Kilo Newton
V	Cortante

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Mapa de ubicación Colegio Alemán Humboldt Samborondón. (Cevallos&Ching,2021)	16
Figura 1.2: Planta de gran longitud (Grases et al., 1987)	21
Figura 1.3: Recomendación de añadir junta sísmica (Grases et al., 1987).....	21
Figura 2.1: Localización de los sondeos para el Proyecto Colegio Alemán Humboldt (Geosísmica, 2018).....	26
Figura 2.2: Secuencia estratigráfica encontrada en los sondeos y CPTs realizados en el Colegio Alemán Samborondón (Geosísmica, 2018)	26
Figura 2.3: Variación de altura de relleno y precarga durante el año 2017.(Geosísmica, 2018).....	27
Figura 2.4: Sistema Estructural dual (Silva, 2020)	28
Figura 2.5: Sistema estructural mixta de acero-hormigón (Muñoz, 2021).....	28
Figura 2.6: Estructura de acero estructural (Muñoz, 2021)	29
Figura 3.1: Comportamiento de la estructura ante modal, sin muros (Cevallos & Ching, 2021).....	33
Figura 3.2: Capacidad portante del suelo (Geosísmica, 2019)	34
Figura 3.3: Propiedades mecánicas del suelo (Geosísmica, 2019)	35
Figura 3.4: Distribución de esfuerzo en el suelo Carga viva máxima + Carga Muerta (D+L) (Cevallos & Ching, 2021)	37
Figura 3.5: Distribución de esfuerzo en el suelo Carga Muerta + viva nominal (D+L) (Cevallos & Ching, 2021)	37
Figura 3.6: Distribución de esfuerzo en el suelo Carga muerta +viva nominal + sismo X (D+L+Sx) (Cevallos & Ching, 2021)	37
Figura 3.7: Distribución de esfuerzo en el suelo Carga muerta + viva nominal + sismo Y (D+L+Sy) (Cevallos & Ching, 2021)	38
Figura 3.8: Detalle longitudinal cimentación (Cevallos & Ching, 2021).....	38
Figura 3.9: Detalle transversal cimentación (Cevallos & Ching, 2021)	38
Figura 3.10: Disposición de los muros en planta (Cevallos & Ching, 2021).....	39
Figura 3.11: Derivas de muro en mm (Cevallos & Ching, 2021)	40

Figura 3.12: Sección transversal muro (Cevallos & Ching, 2021).....	40
Figura 3.13: Volumetría y detalle de armado en zona de confinamiento, muro T (Cevallos & Ching, 2021)	41
Figura 3.14: Disposición de columnas en planta (Cevallos & Ching, 2021)	41
Figura 3.15: Cargas axiales de columnas en SAP2000 (Cevallos & Ching, 221)	42
Figura 3.16: Deformaciones en la columna más esforzada (Cevallos & Ching, 2021)	42
Figura 3.17: Secciones transversales columna (Cevallos & Ching, 2021).....	43
Figura 4.1: Uso de suelo alrededor del colegio Alemán Humboldt	46
Figura 4.2: Consulta de documento requerido para un edificio institucional (SUIA,2021)	47
Figura 4.3: Tipo de suelo del proyecto (Geosísmica, 2018).....	50
Figura 4.4: Área verde afectada por la construcción.....	52
Figura 4.5: disposición de la matriz de Leopold (Garmendia et al., 2005)	54
Figura 4.6: disposición de la matriz de Leopold (Garmendia et al., 2005)	57
Figura 4.7 Comparación de impactos de hormigón y acero (Cevallos & Ching, 2021)	59

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Profundidad de nivel frático detectada durante la ejecución de los ensayos in-situ (Geosísmica, 2018)	25
Tabla 2.2 Análisis de alternativas de la superestructura (Cevallos & Ching, 2021) ...	31
Tabla 2.3 Análisis de alternativas de la subestructura (Cevallos & Ching, 2021)	32
Tabla 3.1 Cargas y momentos del muro (Cevallos & Ching, 2021)	39
Tabla 3.2 Cargas axiales de columnas (Cevallos & Ching, 2021)	42
Tabla 3.3 Momentos de diseño viga (Cevallos & Ching, 2021)	44
Tabla 4.1: Árbol de actividades (Cevallos & Ching, 2021)	54
Tabla 4.2 Identificación impactos ambientales hormigón (Cevallos & Ching, 2021) ..	55
Tabla 4.3 Identificación impactos ambientales acero (Cevallos & Ching, 2021)	55
Tabla 4.4 Valoración impacto ambiental Hormigón - tabla de calor (Cevallos & Ching, 2021).....	57
Tabla 4.5 Valoración de impacto ambiental acero - tabla de calor (Cevallos & Ching, 2021).....	57
Tabla 4.6 Medidas de prevención y mitigación de impactos ambientales (Cevallos & Ching, 2021)	60
Tabla 5.1 Resumen de cantidades de obra	64
Tabla 5.2 Resumen presupuesto (Cevallos & Ching, 2021)	65
Tabla 5.3 Presupuesto (Cevallos & Ching, 2021)	65
Tabla 5.4 Cronograma valorado (Cevallos & Ching, 2021).....	66
Tabla 6.1 Pesos específicos materiales(Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).....	73
Tabla 6.2 pesos de los materiales a emplear en el proyecto proporcionados por el cliente (Cevallos & Ching, 2021).....	73
Tabla 6.3 Peso tumbado otorgado por el cliente (Cevallos & Ching,2021).....	73
Tabla 6.4 Peso equipos de climatización otorgaos por el cliente (Cevallos & Ching, 2021).....	74
Tabla 6.5 Peso instalaciones (Cevallos & Ching,2021)	74
Tabla 6.6 Peso losa colaborante (Asesco,2020).....	74
Tabla 6.7 Coeficiente de importancia edificaciones (NEC-SE-DS, 2014).....	76

Tabla 6.8 Geometría de planta (Cevallos & Ching, 2021)..... 79

ÍNDICE DE PLANOS

PLANO E1	Implantación de vigas de cimentación
PLANO E2	Implantación vigas de entrepiso nivel +4.38 - Secciones losa – Detalles anclaje viga
PLANO E3	Implantación de vigas planta +8.58 y perspectiva
PLANO E4	Implantación vigas +12.78 y perspectiva de corte
PLANO E5	Detalles vigas longitudinales +12.78
PLANO E6	Detalles longitudinales y cortes de sección vigas +4.38 y +8.58
PLANO E7	Detalles longitudinales vigas +4.38
PLANO E8	Detalles longitudinales vigas +8.58
PLANO E9	Secciones muros, columnas y escaleras

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

Ecuador es un país con alto riesgo sísmico debido a su ubicación geográfica dentro del cinturón del fuego. A partir de 1541, fecha en la que empiezan los registros sísmicos del país, ciudades como Ambato, Bahía de Caráquez, pedernales entre otras, han sido epicentro de sismos catalogados como fuertes. Estos eventos han dejado miles de fallecidos ocasionados por fallos estructurales en las edificaciones, sin contar con las numerosas pérdidas económicas para la población (Rivadeneira et al., 2007).

El cantón Samborondón tiene la característica geológica de tener suelos blandos, la misma que sumada a la exposición sísmica del país, provoca una necesidad de gran énfasis en el diseño de la cimentación. A pesar de las dificultades que conlleva construir en dicho cantón, el comportamiento demográfico del sector ha aumentado significativamente, y consigo el porcentaje de población urbana (INEC, 2001, 2010).

El incremento habitacional en las zonas fortalece las economías locales, e incrementa oportunidades de educación y empleo (Gomez & Collazos, 2015). Con el fin de suplir la demanda de educación básica en el sector, surge la extensión en Samborondón del colegio Alemán Humboldt. Sin embargo, planean una nueva ampliación, agregando un nuevo bloque de aulas.

Bajo estos lineamientos, el presente trabajo presenta una propuesta de diseño estructural y de cimentación para el nuevo bloque de aulas del colegio Alemán Humboldt en Samborondón. Este buscará ser lo mejor económicamente viable, cumpliendo con las necesidades clientes y los requerimientos técnicos del sector en que se desarrollará la obra.

1.1 Antecedentes

El colegio Alemán Humboldt de Guayaquil tiene planificada un nuevo bloque de aulas en su sede en el cantón Samborondón. La función principal de la edificación será la de albergar aulas para estudiantes de educación general básica.

Se requiere un diseño estructural y de cimentación, que cumpla con las necesidades del proyecto, tales como resistencia a sismos, suelo blando y alto potencial de licuación del suelo en el terreno en construcción, confirmado por el estudio geotécnico. Se debe buscar la optimización del proyecto, puesto que con los requerimientos as opciones pueden llegar a tener inversiones elevadas.

1.2 Problemática

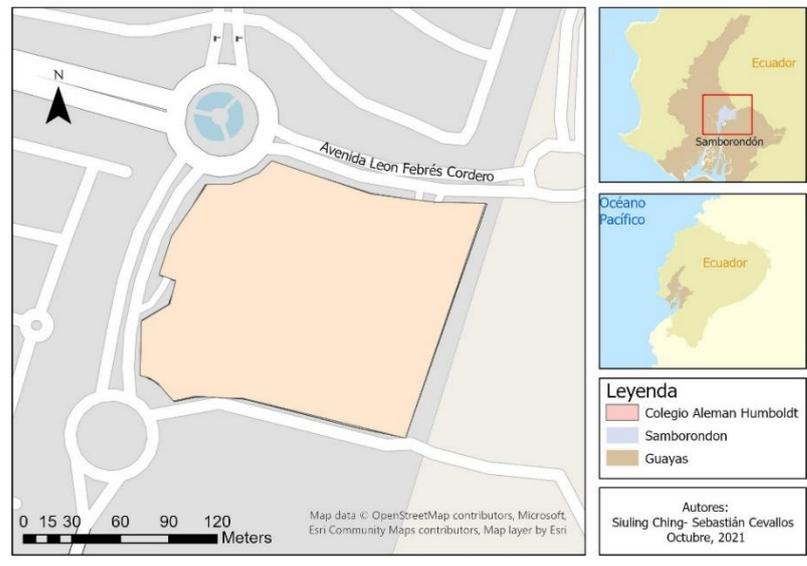
En el año 2001, el cantón Samborondón contaba con una población de 45 476 habitantes, siendo el 24% población urbana y representando en su totalidad el 1.4% de los habitantes de la provincia del Guayas (INEC, 2001). Para el año 2010 su población ascendió a representar el 1.9% de la provincia del Guayas, con una población de 67.6 mil habitantes, siendo 63.1% urbana (INEC, 2010).

Este incremento poblacional genera un aumento de demanda de instituciones académicas. Esto se puede evidenciar pues en el censo del 2001 el 3.1% de la población del cantón se dedicaba a la enseñanza, misma que ascendió a 5.1% para el año 2010 (INEC, 2001, 2010).

Con este aumento de demanda, el colegio Alemán Humboldt inauguró su extensión en el cantón Samborondón. Sin embargo, la sede cuenta con un bloque de educación inicial y un bloque de educación general básica. Se tenía previsto que a partir del año lectivo 2021-2022 el colegio cuente con bachillerato internacional (El Universo, 2019). Esta proyección evidentemente incrementaría el número de alumnos, para lo que no existe la infraestructura necesaria.

1.3 Localización

El proyecto se llevará a cabo en el cantón Samborondón, en la Av. Ing. L. Febres Cordero #4571, dentro del complejo urbanístico Ciudad Celeste.



**Figura 1.1: Mapa de ubicación Colegio Alemán Humboldt Samborondón.
(Cevallos&Ching,2021)**

1.4 Información básica

1.4.1 Disposición Arquitectónica

El edificio para construirse consta de una planta de 61.40 m de largo por 17 m de ancho. Sobre este terreno se encontrará la planta baja y 2 pisos, logrando una altura de 13 m.

1.4.2 Limitaciones

Uno de los requerimientos de la arquitecta es que no se interrumpa con el diseño arquitectónico. Con el fin de evitar la vista de entrantes en las paredes ocasionada por la diferencia de espesor de las columnas respecto a la mampostería, las columnas podrán tener un ancho máximo de 30 cm para evitar quedar vistas, la otra dimensión de la columna puede ser mayor pues quedaría oculto en los muros de 30 cm.

De la misma manera, existen columnas circulares, cuya dimensión será de 40 cm y dado que estas no se encuentran inmersas en algún muro, se solicita que se respete la ubicación en la que fueron colocadas arquitectónicamente.

En cuanto a las vigas, tendrán una limitación de peralte de 60 cm, con esta dimensión aseguran que quedarán ocultas por el tumbado.

Finalmente, el cliente hizo énfasis en el factor económico, donde el sistema estructural tenga un desempeño satisfactorio considerando la viabilidad del proyecto desde el punto de vista económico.

1.4.3 Características del suelo

El estudio geotécnico elaborado previamente, indica que la edificación se realizará sobre suelo de arcillas blandas compresibles y arenas de densidad media hasta llegar a una capa de arena más densa con profundidad variable. Dada la deficiencia del suelo, se ha realizado previamente un relleno y una pre carga.

Adicionalmente, a través de varios estudios se logró confirmar que el suelo tiene alto potencial de licuación ante un evento sísmico, por lo que es necesario mitigar estos efectos.

El cliente solicita que se haga una revisión al diseño de cimentación, pues el análisis geotécnico recomienda la construcción de un contrapiso bajo la planta baja o una losa autoportante.

Un mayor detallamiento de la información aquí provista se encuentra en el capítulo 2.

1.5 Objetivos

1.5.1 Objetivo General

Elaborar una propuesta de diseño estructural del bloque EGB del colegio Alemán Humboldt Samborondón que cumpla con las condiciones y requerimientos propias del sector.

1.5.2 Objetivos Específicos

1. Analizar y diseñar la super estructura en base a la normativa vigente y requerimientos del proyecto.
2. Diseñar la cimentación en base a los requerimientos geotécnicos y recomendaciones previamente otorgadas.
3. Elaborar un modelado y detallamiento de la estructura en Revit.
4. Realizar el presupuesto de la edificación

1.6 Justificación

Al incrementar las escuelas, no solo estamos solucionando el problema de toda una población, sino que permite descentralizar la producción de riquezas, concentrada en Guayaquil; se reducen los problemas de movilización, le permite al niño tener una mejor experiencia al disminuir su tiempo de traslado al centro educativo entre otros.

Ante esta problemática, el colegio Alemán Humboldt Samborondón requiere un aumento en su infraestructura que le facilite la inclusión de una mayor cantidad de alumnos.

1.7 Marco Teórico

1.7.1 Riesgo Sísmico

El Ecuador al estar ubicado en el cinturón de fuego del Pacífico es vulnerable a la ocurrencia de sismos de gran magnitud, a lo largo de su historia se ha llevado registros de eventos que han causado gran destrucción como el de Riobamba de 1797 con una magnitud 8.3 Ms, Bahía de Caráquez 1998 con una magnitud de 7.1 Mw y el ultimo registrado en Pedernales en 2016 con una Magnitud de 7.8 MW(Rivadeneira Francisco et al., 2007).

Sumado a ser susceptible a sismos de gran magnitud, se presentan problemas a gran escala como el ineficiente control en el desarrollo urbano por parte de las autoridades que dan como resultado edificaciones vulnerables ante eventos sísmicos(Quinde Pablo & Reinoso Eduardo, 2006), localmente en provincias como guayas debido a la geografía existen depósitos de suelos blandos sobre los cuales existen asentamientos como : el centro y sur este de Guayaquil; rellenos sin control ingenieril en el sur oeste de Guayaquil y suelos blandos con potencial de licuación en el cantón Samborondón. En general todos estos factores inciden en un alto riesgo para la infraestructura que se desarrolla en estos sectores(Roldós Murillo & Fabrizio José, 2018).

1.7.2 Efectos del sismo en edificaciones

Al producirse un movimiento sísmico la base de la estructura sigue el movimiento del terreno, pero debido a la inercia el resto de la edificación induce un movimiento contrario. Generando una reacción en la base o cortante sísmico que se distribuye en toda la estructura.(Enrique Bazán & Roberto Meli, 2002)

La ductilidad juega un papel importante en el desempeño de las estructuras frente a cargas dinámicas, en términos sencillos se describe como la capacidad que tiene una estructura para deformarse sin una pérdida apreciable en su resistencia, la ductilidad le permite a la estructura resistir el sismo sin presentar fallas súbitas o frágiles que comprometerían la integridad estructural(Roberto Meli, 2002).

Para lograr un comportamiento dúctil de la estructura, no basta únicamente con en cuenta la resistencia de los elementos, sino ver la estructura como una unidad salvaguardando la estabilidad, se debe evitar incluir irregularidades en la edificación tanto en planta como en elevación pues generan concentraciones de esfuerzos que no permitan que la estructura sea dúctil y falle prematuramente(Enrique Bazán & Roberto Meli, 2002).

1.7.3 Aspectos del diseño sismorresistente

Los aspectos y secuencias para el diseño sismorresistente se pueden condensar en 4 fases en donde se inicia con la estructuración y selección del sistema estructural el cual tiene como objetivo disipar la energía y prevenir el colapso la elección de este depende de los requerimientos del proyecto, segundo tenemos el análisis sísmico donde determinaremos las acciones del sismo en base a la normativa nacional y realizar el modelo analítico tomando en cuenta las respectivas consideraciones y simplificaciones para que los resultados sean los más apegados a la realidad y como punto final el dimensionamiento y detalle de los elementos que se regirá por la normativo y códigos que varían de acuerdo al sistema estructural elegido, pero como punto común buscan diseñar elementos dúctiles con alta capacidad de disipación de energía (Enrique Bazán & Roberto Meli, 2002)

1.7.4 Sistemas estructurales

A continuación, se describen los principales sistemas estructurales más comunes usados ante fuerzas laterales, debido a que han mostrado un buen desempeño ante eventos sísmicos:

1.7.4.1 Pórtico especial sismo resistente

Es un sistema que pretende presentar un comportamiento dúctil, trabajando únicamente con columnas y vigas descolgadas del sistema de piso. Las fuerzas verticales y sísmicas son resistidas por los elementos y sus respectivas conexiones viga-columna. (NEC-SE-DS, 2014)

1.7.4.2 Pórtico especial sismo resistente con diagonales rigidizadores

Es la combinación de un pórtico especial sismo resistente con diagonales estructurales. Las diagonales, que pueden ser o no concéntricas, deben soportar al menos el 75% del cortante basal en cada dirección del edificio y distribuirse lo más simétricamente posible en todo lo alto de la estructura y en sus extremos. (NEC-SE-DS, 2014)

1.7.4.3 Sistema dual – Pórtico especial sismo resistente con muros estructural

Similar al pórtico con diagonales, un pórtico con muros es la combinación del sistema porticado con muros estructurales, diseñados para resistir la fuerza sísmica. Los muros deben guardar una disposición simétrica en la medida de lo posible, hacia el perímetro de la edificación. Deben mantenerse a lo largo de toda la estructura y absorber al menos el 75% del cortante basal en cada dirección. (NEC-SE-DS, 2014)

1.7.5 Estado del Arte

En el estudio realizado por Rojas Lopez & Arenas Giraldo (2008), se menciona que uno de los puntos clave del proyecto será lograr que la estructura concentre la menor masa, dado que a mayor masa mayor será la afectación de la fuerza sísmica.

Esto representa una ventaja para las construcciones de acero, pues se caracterizan por ser más livianas. No conforme con eso, eso también ayudará en las características del suelo Blando en Samborondón, pues la cimentación será también más pequeña y se reducirán los costos de excavación.

Esta información es confirmada por Crisafulli (2018), donde asegura que el acero es un material recomendable en construcciones sismorresistentes debido a su alta resistencia, rigidez y ductilidad (propiedad que le permite deformarse plásticamente sin disminuir su resistencia). Sin embargo, las características del material no serán inherentes a la estructura, para asegurar un comportamiento adecuado ante un evento sísmico, es necesario cuidar las secciones. Las construcciones de acero han sido usadas en países económicamente desarrollados, sin embargo, la inversión ha resultado exitosa, pues en terremotos que superaron 6.8 en la escala de Richter no se registraron daños observables a simple vista en las primeras inspecciones posteriores al evento.

La disposición arquitectónica de nuestro proyecto es irregular, por lo que Blanco en 2012 recomienda que si las proporción entre las dimensiones largo y ancho de la planta son mayores a 2.3, se coloque una junta sísmica. Se busque que cada una de las divisiones mantenga una imagen rectangular que cumpla con la relación anterior.

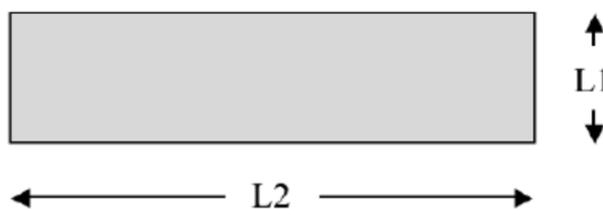


Figura 1.2: Planta de gran longitud (Grases et al., 1987)



Figura 1.3: Recomendación de añadir junta sísmica (Grases et al., 1987)

En cuanto a suelos licuables, Roldós Murillo (2018) comenta la existencia de medidas de mitigación. Las opciones para edificios no tan altos y con área extensa será usar losa de cimentación o usar zapatas en dos direcciones con vigas fuertes. Por su parte, si el terreno es corto pero cuenta con numerosos pisos, se recomendaría cimentación de pilotes. Esta opción también aplicaría para mantenerse operativo posterior a un sismo. Como otra opción, se podría mejorar las características del suelo, como sistemas de drenaje para disminuir la presión del agua, reforzar suelo con inyecciones de suelo-cemento y compactar el suelo o, aumentar la densidad de suelo con vibraciones.

1.7.6 Aspectos legales en el Ecuador

En el Ecuador el órgano encargado de regular y generar normativas relacionadas con el desarrollo urbano es el ministerio de desarrollo urbano y vivienda MIDUVI, al ser un país de alto riesgo sísmico el MIDUVI constantemente realiza actualizaciones a la normativa de seguridad estructural junto al sector público, privado y la academia.

A la fecha se encuentra vigente la Norma ecuatoriana de la construcción NEC15, tiene como principales objetivos velar por la seguridad y el desarrollo sostenible, para esto la norma define principios de diseño, requisitos mínimos de seguridad, procesos, requerimientos para eficiencia energética; definir, obligaciones, derechos y responsabilidades de los involucrados (MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA, 2015).

La normativa se encuentra dividida en capítulos y aborda 3 puntos principales que son: seguridad estructural, distribución de servicios básicos y Habitabilidad.

La sección de seguridad se encuentra conformada por los siguientes capítulos:

- NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas)
- NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sismo resistente parte 1
- NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sismo resistente parte 2
- NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sismo resistente parte 3
- NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sismo resistente parte 4
- NEC-SE-GC: Geotecnia y Cimentaciones

- NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado
- NEC-SE-AC: Estructuras de Acero

1.7.7 Aspectos Ambientales

En el Ecuador todo proyecto, obras tanto públicos como privados que puedan generar un impacto al medio ambiente, necesitan ser categorizados y registrados por el órgano encargado que es el ministerio de ambiente para obtener un permiso ambiental previo a su inicio.

Según la categorización existen varios niveles ordenados según su grado de impacto ambiental y cada una de estas categorías exige requisitos diferentes de acuerdo a la ley, las categorías son las siguientes(Vélez Margarita, 2015):

Categoría 1: Impactos no significativos Registro ambiental

Categoría 2: Impacto ambiental bajo Ficha Ambiental

Categoría 3 Impacto ambiental medio Declaratoria de impacto ambiental

Categoría 4 Impacto alto Estudio de impacto ambiental

CAPÍTULO 2

2. DESARROLLO DEL PROYECTO

2.1 Metodología

El paso preliminar del proyecto consistió en conseguir la información necesaria, siendo en este caso los planos arquitectónicos y el estudio de suelo. Con estos documentos, se realizó un análisis de los planos para la elección del sistema según la disposición en planta, irregularidades, ubicación de las columnas, entre otros.

Siguiendo las normativas, se realizó un análisis de las cargas que soportará la estructura. Estas corresponden a las cargas muertas, cargas vivas y sísmicas.

Una vez elegido, se procedió con un pre-dimensionamiento de los elementos, regulado por las secciones mínimas recomendados por ACI-318-14. Estos elementos prediseñados fueron ingresados al programa de análisis estructural SAP 2000. Con el modelo se realizó una revisión previa del comportamiento del edificio. En este punto, se realizó un análisis del comportamiento de la estructura en función de la ubicación y tamaño de los muros resistentes a corte. Una vez que se obtuvo un desempeño favorable, fue viable continuar con el procedimiento.

Siguiendo las normativas NEC-SE-DS (que regula el diseño sísmico) y ACI-318-14, se diseñó los elementos procurando que la estructura cumpla con especificaciones como derivas, efectos de segundo orden, columna fuerte viga débil, demanda capacidad, entre otros, detallados en el capítulo 3.

Por su parte, para la subestructura se utilizaron los resultados del estudio geotécnico proporcionado y una visita al campo. Con el diseño de la superestructura, se obtuvo las cargas que permitieron para estimar el tamaño de la cimentación, cuya recomendación fue zapatas corridas en 2 direcciones.

Adicionalmente, se realizó un análisis de impacto ambiental que permitió revisar las medidas de mitigación necesarias para el proyecto. Con todos los datos anteriormente mencionados, se procedió con el análisis de precios unitarios con el fin de estimar el costo de inversión del proyecto.

2.2 Trabajo de campo, laboratorio y gabinete

2.2.1 Investigación geotécnica

La consultora GeoSísmica fue la encargada de realizar los estudios geotécnicos del proyecto. La siguiente información corresponde al informe otorgada por la consultora.

Se ejecutaron tres perforaciones mecánicas con el método de percusión y lavado con una maquina Acker Ace. Para suelos granulares, se realizó el ensayo de penetración estándar (SPT) de acuerdo a la norma ASTM D-1586 y medición de energía del ensayo SPT de acuerdo a la norma ASTM D433-10, con obtención de muestras alteradas para ensayos de clasificación y para suelos cohesivos se tomó muestras “inalteradas” con tubos de pared delgada tipo Shelby (ASTM D-1587), que se usaron para realizar ensayos de clasificación, compresibilidad y resistencia.

Los datos de profundidades entre las que se obtuvieron las muestras, tipo de muestreador utilizado y descripción del material encontrado, se registraron durante el proceso en el campo. La profundidad de exploración y la profundidad a la que se detectó el nivel freático se muestran en la Tabla 2.1.

Una vez transportadas las muestras al laboratorio, se llevó a cabo el programa de ensayos, siguiendo las respectivas normas ASTM, las cuales incluyeron ensayos de contenido natural de humedad (D-2487), límites de Atterberg (D-2216 y D-4318), granulometría (D-422), consolidación (D2435-11), compresión sin confinar (D-2166), penetrometro y torvane.

Tabla 2.1 Profundidad de nivel frático detectada durante la ejecución de los ensayos in-situ (Geosísmica, 2018)

Sondeo o CPT	S1	S2	S3	CPT-1	CPT-2	CPT-3
Profundidad de ensayo (m)	31	35.5	25.5	29.8	35.3	27.4
Profundidad nivel freático (m)	1.7	1.8	1.65	2.0	2.5	3.0

2.2.2 Condiciones topográficas

El terreno fue usado como sembrío de arroz, lo que según la fiscalización del 2018, la cota del terreno natural es +1.80m. Cuando se realizaron las perforaciones existía un relleno, que llegó a la cota +4.20. La precarga colocada es de 2.3m, recomendada por GeoSísmica, llegando a la cota de +6.50m. La cota del proyecto es de +4.80m.

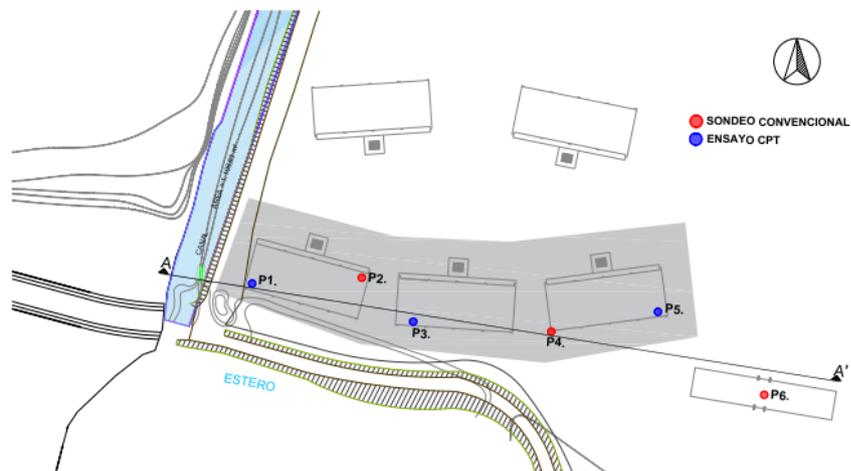


Figura 2.1: Localización de los sondeos para el Proyecto Colegio Alemán Humboldt (Geosísmica, 2018)

2.2.3 Secuencia estratigráfica

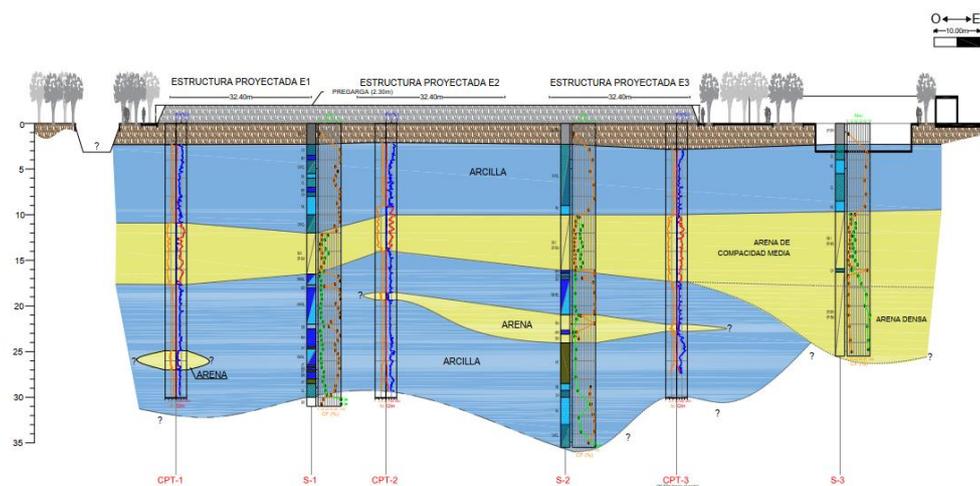


Figura 2.2: Secuencia estratigráfica encontrada en los sondeos y CPTs realizados en el Colegio Alemán Samborondón (Geosísmica, 2018)

2.2.4 Evaluación de asentamientos de relleno

Como se indicó en la sección 3.2., se ha colocado una capa de relleno de 2.4 m de espesor y una capa de precarga de 2.3 m. La capa de relleno fue colocada, de acuerdo a información proporcionada por la fiscalización, desde marzo 2017 a agosto 2017. La precarga fue colocada aproximadamente desde septiembre a octubre de 2017. La Figura 6 muestra en rojo la variación (asumida linealmente) de altura de relleno con el tiempo de acuerdo a la información disponible. En la misma figura se muestra en línea punteada negra la simplificación que se ha realizado para considerar en el análisis.

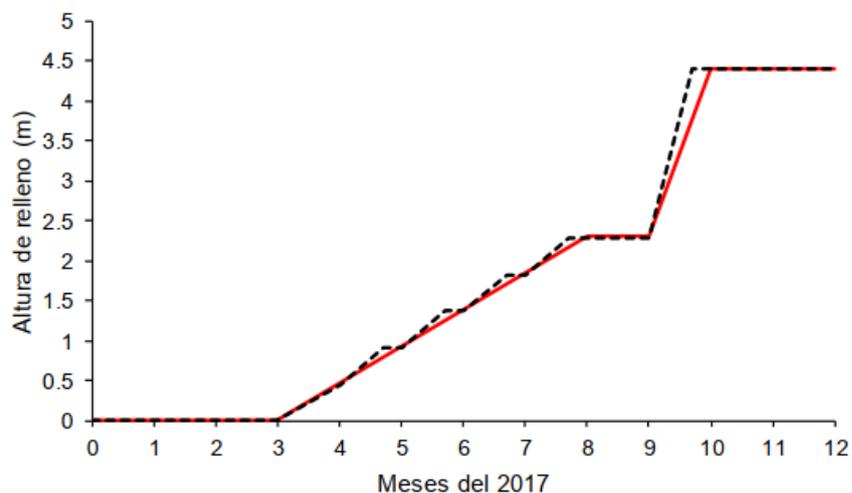


Figura 2.3: Variación de altura de relleno y precarga durante el año 2017.(Geosísmica, 2018)

2.3 Análisis de alternativas

Para realizar el diseño de la edificación se han considerado 3 sistemas estructurales, las cuales actualmente en el medio constituyen alternativas viables en cuanto costos y ejecución:

2.3.1 Alternativa A: Sistema dual en hormigón armado

Este sistema consta de pórticos resistentes a momento junto con muros de corte que le otorgan a la estructura rigidez reduciendo deformaciones excesivas en la estructura. (Silva, 2020)

Para que sea considerado como un sistema dual, las fuerzas laterales son resistidas por la combinación del sistema porticado y los muros resistentes a momento, es decir, no incluyen diagonales u otro tipo de rigidizadores. La combinación de los sistemas deben resistir la totalidad del cortante basal en la base.(Silva, 2020)



Figura 2.4: Sistema Estructural dual (Silva, 2020)

2.3.2 Alternativa B: Estructura mixta

Estructurado de igual forma que el sistema dual en hormigón armado con la diferencia que los elementos que no forman parte del sistema de fuerzas resistentes a cargas sísmicas como las losas y volados, serán diseñados como estructura mixta (Losa) y estructura metálica (volado).



Figura 2.5: Sistema estructural mixta de acero-hormigón (Muñoz, 2021)

2.3.3 Alternativa C: Pórtico de acero estructural

Está conformado por pórticos de acero estructural resistentes a momento junto con arriostramientos para reducir las deformaciones.



Figura 2.6: Estructura de acero estructural (Muñoz, 2021)

2.3.4 Criterios de evaluación

Dentro de los criterios de evaluación se considera

Costo

El costo que está determinado principalmente por el precio de los materiales y mano de obra. Este factor es de gran importancia para el cliente, pues las condiciones del proyecto tienden a que este factor sea un poco más exigente de lo normal.

Tiempo

El tiempo de ejecución de la construcción de la edificación que es inherente al sistema estructural. Aunque el tiempo no ha sido un factor en el que el cliente haya hecho mayor énfasis, se puede intuir que lo ideal sería que el proyecto esté culminado para el siguiente año lectivo.

Impacto ambiental

Dependiendo de material de construcción, sistema estructural, tiempo en obra, maquinaria usada, ubicación del proyecto, se generará un impacto en el medio ambiente que puede ser mayor o menor.

Mantenimiento de la estructura

Mantenimiento que se le tiene que dar a la estructura durante su vida útil. La frecuencia de estos mantenimientos dependerá de las condiciones meteorológicas, ubicación y material de la construcción.

Requerimientos del proyecto

Que tanto se ajusta la propuesta a los requerimientos del proyecto fundamentalmente a la arquitectura.

2.3.5 Elección de alternativa Superestructura

Superestructura

En base a una comparación técnico-económica se llega a la conclusión que para edificaciones de hasta 3 niveles el costo de estructuras metálicas registra un aumento de hasta el 14% frente a estructuras de hormigón armado, el factor que más encarece a las estructuras metálicas es el costo del material en comparación al hormigón armado donde sus materiales son más económicos sin embargo al tener un mayor tiempo de construcción la mano de obra se encarece. (Aguirre Sosapanta Cristhian Eduardo & Figueroa Bernal Alfer Justo, 2008)

En cuanto aspectos técnicas los dos sistemas bajo un adecuado diseño, detalle y ejecución muestran un correcto desempeño, en términos de peso las estructuras metálicas son más livianas debido a una relación resistencia/peso mayor a las de hormigón armado (Rojas Lopez & Arenas Giraldo, 2008), es por esto que se en estas últimas se recurre a optimizar el peso recurriendo a losas aligeradas o compuestas con placas colaborantes.

Tabla 2.2 Análisis de alternativas de la superestructura (Cevallos & Ching, 2021)

Factores	Ponderación (%)	Alternativa		
		A	B	C
Factor Costo	40	30	32	35
Factor Tiempo	20	13	17	20
Factor de impacto ambiental	10	4	5	10
Mantenimiento	5	5	3	3
Requerimientos del proyecto	15	25	25	5
Puntaje Total	100	77	82	73

La alternativa elegida para la superestructura es la B, un sistema dual en hormigón armado pero con elementos en acero estructural. Las ventajas de este frente a las otras opciones serían el bajo costo del hormigón en comparación al acero, pero aprovechando la ligereza del segundo para la losa colaborante y el volado. Por otro lado las estructuras de hormigón requieren menor mantenimiento, y permitirán un mejor aprovechamiento del tiempo, pues las losas estarían más rápido que de haber elegido una opción netamente de hormigón.

Un mejor detallamiento de la calificación ambiental se encuentra en el capítulo 4.

2.3.6 Elección de alternativa Subestructura

En base a las recomendaciones del estudio geotécnico la viabilidad del uso de cimentaciones profundas es limitada debido al alto costo que generarían implementarlas, sin embargo, estas muestran un mejor comportamiento contra el riesgo de licuación de suelos.

Tabla 2.3 Análisis de alternativas de la subestructura (Cevallos & Ching, 2021)

Factores	Subestructura		
	Ponderación (%)	Cimentación Superficial	Cimentación Profunda
Factor Costo	50	50	25
Factor Tiempo	20	15	15
Desempeño	30	20	30
Puntaje Total	100	85	70

En cuanto a la subestructura se ratifica la opción de cimentación superficial debido a principalmente al factor costo. Esta opción es la recomendada también por el estudio geotécnico.

CAPÍTULO 3

3. DISEÑOS Y ESPECIFICACIONES

Como paso preliminar, se revisó el comportamiento de la estructura con un sistema porticado contando con las dimensiones calculadas en el predimensionamiento. Como resultado del análisis modal, se obtuvo deformaciones como las que se observan en la figura 3.1. Con esta premisa, se colocaron muros estructurales, en un proceso iterativo de prueba y error que permitió obtener un comportamiento adecuado de la edificación.

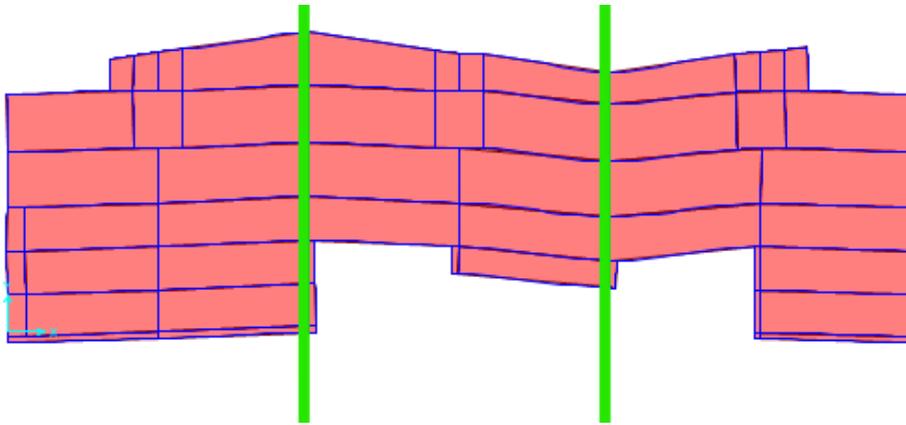


Figura 3.1: Comportamiento de la estructura ante modal, sin muros (Cevallos & Ching, 2021)

3.4 Diseño de cimentación

Siguiendo las recomendaciones del estudio geotécnico, se realizará una cimentación corrida en los 2 ejes. Se optó por vigas de cimentación pues poseen mejor comportamiento frente a un posible defecto local del terreno (Calavera, 2000). En caso de ocurrir el fenómeno de licuación, la cimentación será rígida y podrá mitigar los efectos de los asentamientos diferenciales.

Se realizaron verificaciones en el programa de análisis de cimentación SAFE.

El procedimiento completo se encuentra en el Anexo A2.

3.4.1 Capacidad portante

En base a la información suministrada por el informe geotécnico muestra capacidades portantes en torno a 18 T/m² para la carga actuante de 2520 kN tomada como referencia por el estudio correspondiente a carga viva máxima más carga muerta.

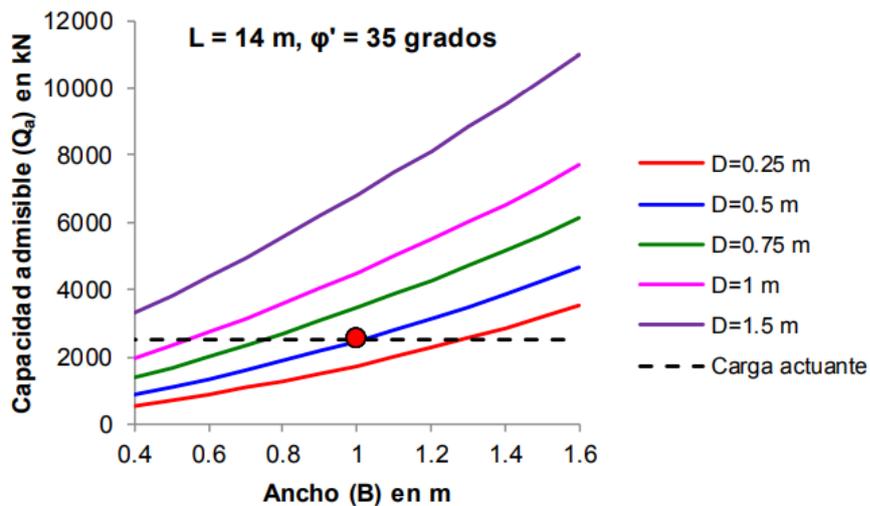


Figura 3.2: Capacidad portante del suelo (Geosísmica, 2019)

$$\frac{2520 \text{ kN}}{14 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}} = 18.355 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

3.4.2 Coeficiente de balasto

Para el cálculo del coeficiente de balasto se toma en cuenta las propiedades del perfil estratigráfico propuesto por el estudio geotécnico. Para el cálculo del coeficiente de balasto se recurre a una expresión aproximada, donde el módulo de balasto es equivalente al módulo elasticidad del suelo sobre el ancho de la cimentación al tratarse de una cimentación corrida (Gonzales, 2018).

Tabla 2. Propiedades mecánicas del suelo seleccionadas para el modelo.

		H (m)	Y kN/m ³	C _c	C _r	e ₀	S _u kPa	OCR	C _v m ² /año
A1-1	CH	5	15.00	0.45	0.04	1.25	30.00	3.00	8.00
A1-2	CH	6.5	16.00	0.40	0.03	1.20	20.00	2.00	4.00
A1	SP-SM	5.5	19.00						
A2-1	CH	5	17.00	0.45	0.05	1.20	50.00	1.90	20.00
A2-2	CH	5	16.50	0.60	0.05	1.30	65.00	1.70	21.00
A2-3	CH	5	18.00	0.90	0.09	2.20	70.00	1.50	24.00
A2	SP-SM	1	19.00						

Figura 3.3: Propiedades mecánicas del suelo (Geosísmica, 2019)

Variable	Valor	Unidad
Perfil del suelo	Arcilla	
Índice plástico	40	
OCR	2	
Su	30	KPa

Tabla 5.7 Intervalo de β para arcilla [ecuación (5.31)]^a

Índice de plasticidad	β				
	OCR = 1	OCR = 2	OCR = 3	OCR = 4	OCR = 5
<30	1500-600	1380-500	1200-580	950-380	730-300
30 a 50	600-300	550-270	580-220	380-180	300-150
>50	300-150	270-120	220-100	180-90	150-75

^aInterpolada de Duncan y Buchignani (1976).

Figura 3.4: Intervalo de valor beta para arcillas (Braja Das, 2007)

$$\beta := 410$$

$$E_g := S_u \cdot \beta = 12.3 \text{ MPa}$$

$$k := \frac{E_g}{1.5 \text{ m}} = 8.2 \frac{\text{MN}}{\text{m}^3}$$

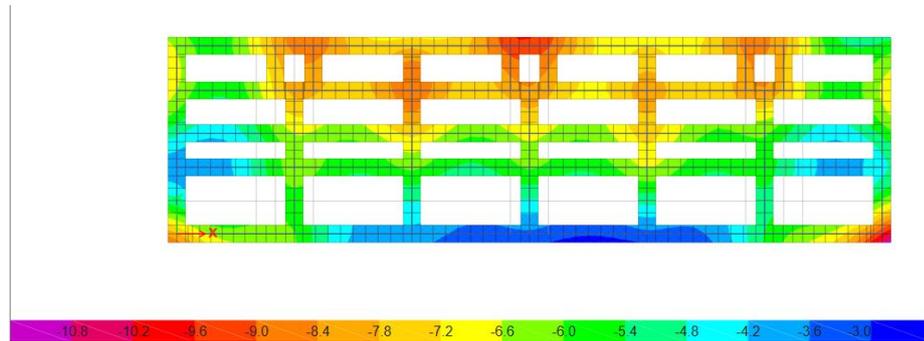
$$k = 836.16729464 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$$

3.4.3 Distribución de esfuerzos en el suelo

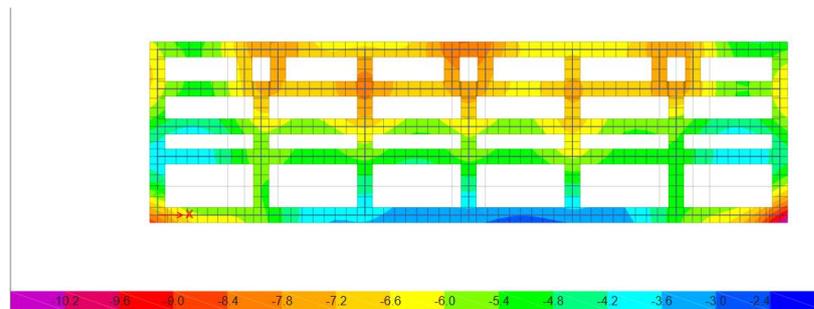
Del modelo generado por el programa SAFE se obtienen las graficas de presiones correspondientes a los siguientes estados de carga:

- Carga Muerta+ Carga Viva máxima
- Carga Muerta + Carga Viva nominal
- Carga Muerta+ Carga Viva nominal + Sismo en dirección X
- Carga Muerta + Carga Viva nominal + Sismo en dirección Y

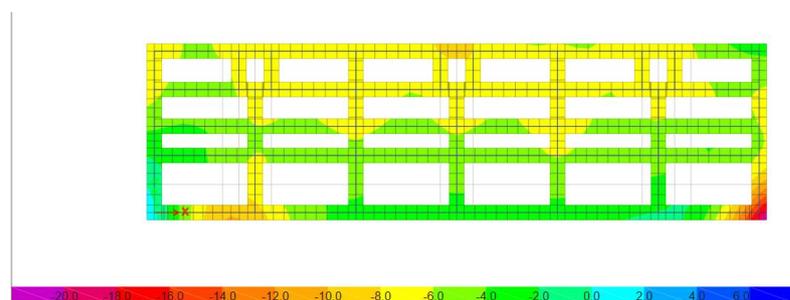
Observando los resultados de presiones de los diferentes estados de carga se tiene que la presión máxima en ciertos puntos alcanza las 10.8 toneladas por metro cuadrado, inferior a la capacidad portante mostrada por el informe geotécnico.



**Figura 3.4: Distribución de esfuerzo en el suelo Carga viva máxima + Carga Muerta (D+L)
(Cevallos & Ching, 2021)**



**Figura 3.5: Distribución de esfuerzo en el suelo Carga Muerta + viva nominal (D+L)
(Cevallos & Ching, 2021)**



**Figura 3.6: Distribución de esfuerzo en el suelo Carga muerta +viva nominal + sismo X
(D+L+Sx) (Cevallos & Ching, 2021)**

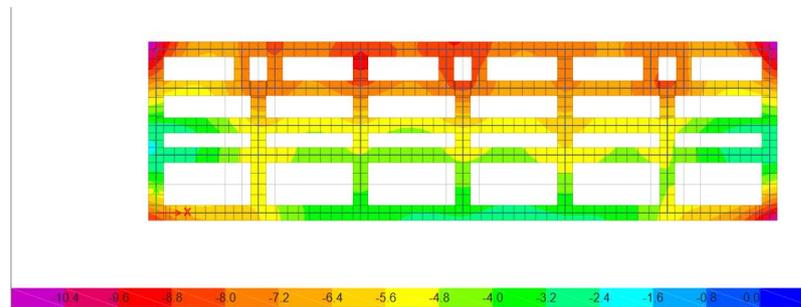


Figura 3.7: Distribución de esfuerzo en el suelo Carga muerta + viva nominal + sismo Y (D+L+Sy) (Cevallos & Ching, 2021)

Diseño cimentación

El Diseño final resulto en una sola viga tipo, que aplica para toda la cimentación.

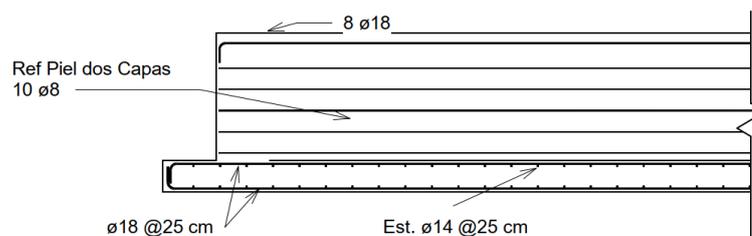


Figura 3.8: Detalle longitudinal cimentación (Cevallos & Ching, 2021)

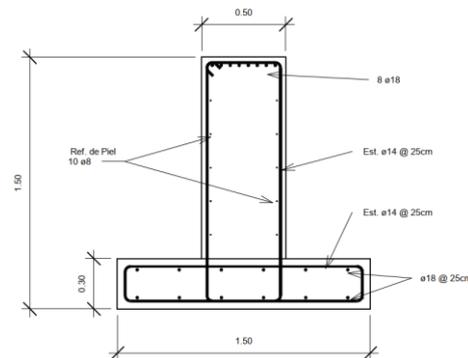


Figura 3.9: Detalle transversal cimentación (Cevallos & Ching, 2021)

3.5 Diseño de muros

El diseño arquitectónico contemplaba paredes de 30cm, por esta razón se tenía la facilidad de que los muros podrían tener este espesor sin interferencias en la distribución.

Una vez realizado un estudio de la ubicación de muros en el programa de análisis estructural SAP, se llegó a tener 3 muros tipo distintos como se aprecia en la figura

3.2, que se encuentran en el eje A, eje 1 y el muro T que se observa en la parte central.

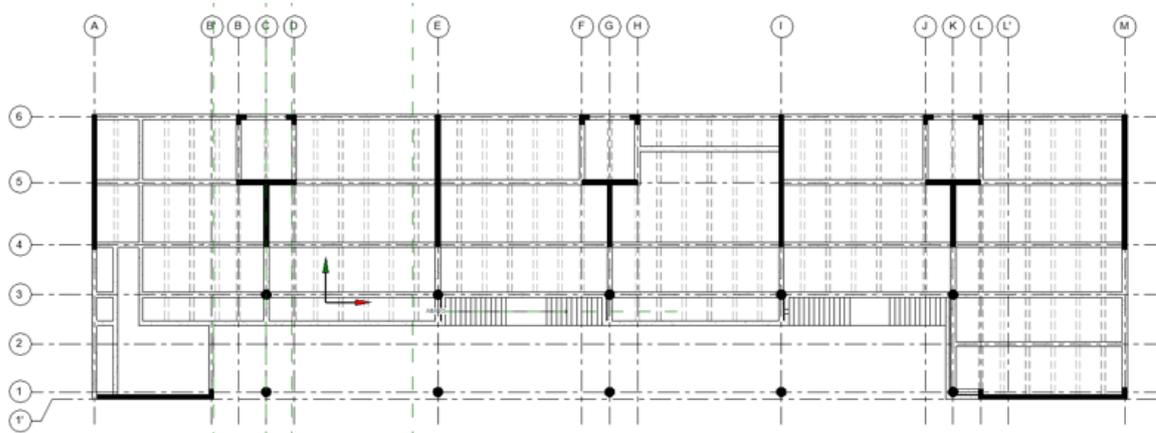


Figura 3.10: Disposición de los muros en planta (Cevallos & Ching, 2021)

Para este diseño se usaron las normativas de ACI 318-14 Cap 11 y 18

Cargas

Para los muros se usan cargas obtenidas de combinaciones que incluían los sismos paralelos al sentido longitudinal del elemento estructural. Si bien es cierto se toman los valores en todos los niveles de la edificación, se trabaja principalmente con las solicitaciones en la base para poder realizar el diseño, tal como se aprecia en el Anexo A2.

Tabla 3.1 Cargas y momentos del muro (Cevallos & Ching, 2021)

	Momento	Corte	Carga axial de compresión
	ton*m	ton	ton
Nivel 0	843	223,62	519,82
Nivel 1	713	223,45	496,58
Nivel 2	590,68	204,06	395,8
Nivel 3	260,59	166,48	296,57
Nivel 4	83,93	122,586	192,28

Derivas

De igual manera, se revisó las derivas con combinaciones de cargas que incluyan los sismos en la dirección longitudinal del muro. En este muro podemos observar que el

desplazamiento en el sentido 2 es de 0.69 mm. La norma permite un 2% de la altura total, por lo que se encuentra dentro de los rangos permisibles.

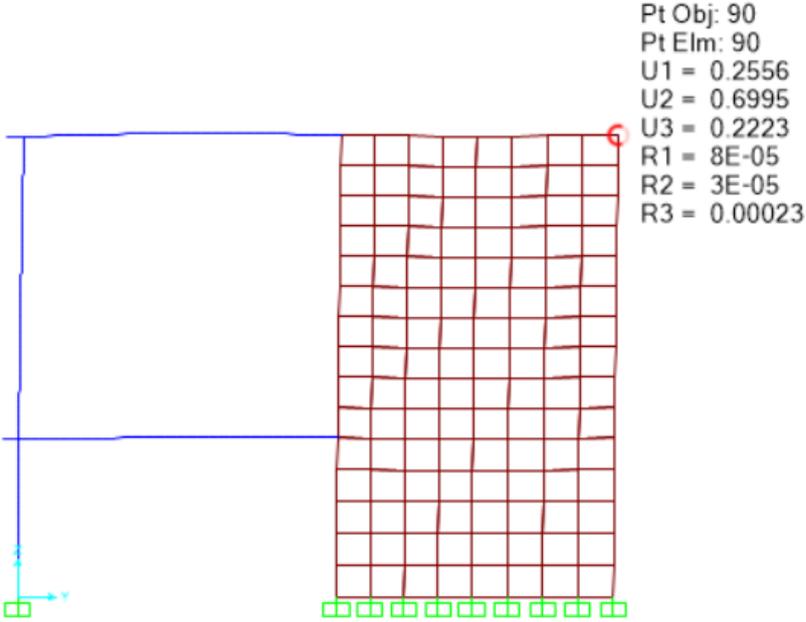


Figura 3.11: Derivas de muro en mm (Cevallos & Ching, 2021)

Diseño

Existe un mayor detalle en la sección de planos, sin embargo se muestra como quedaron las secciones transversales de los muros.

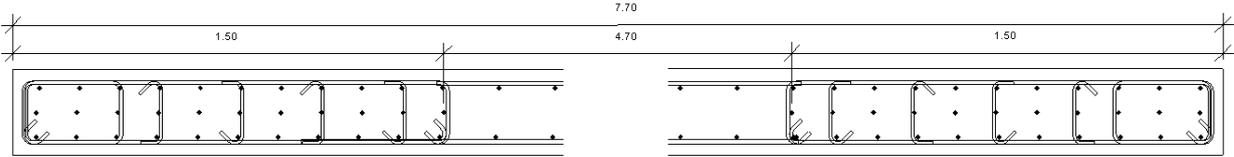


Figura 3.12: Sección transversal muro (Cevallos & Ching, 2021)

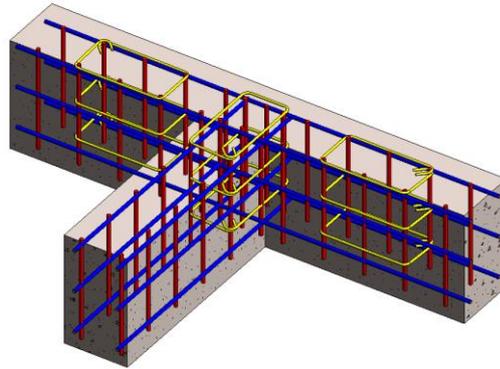


Figura 3.13: Volumetría y detalle de armado en zona de confinamiento, muro T (Cevallos & Ching, 2021)

3.6 Diseño de columnas

Uno de los propósitos de la arquitecta era que los elementos estructurales sean oculto, contrario a lo que ocurre comúnmente con las columnas. Por este motivo, el diseño se ajustó a un ancho máximo de 30cm.

Por otro lado, como ya se había colocado muros estructurales, que no estaban contemplados en el arquitectónico, varias de las columnas proyectadas quedaron reemplazadas. De esta manera, se realizó el diseño de una columna circular, que como no satisfacía la estructura tuvo que aumentarse el diámetro. Adicionalmente, la estructura aun requería mayor soporte, razón por la cual se colocó unas columnas en L, que fue la solución cumpliendo las limitaciones de espacio.

El detalle de los cálculos realizados se encuentra en el Anexo A3.

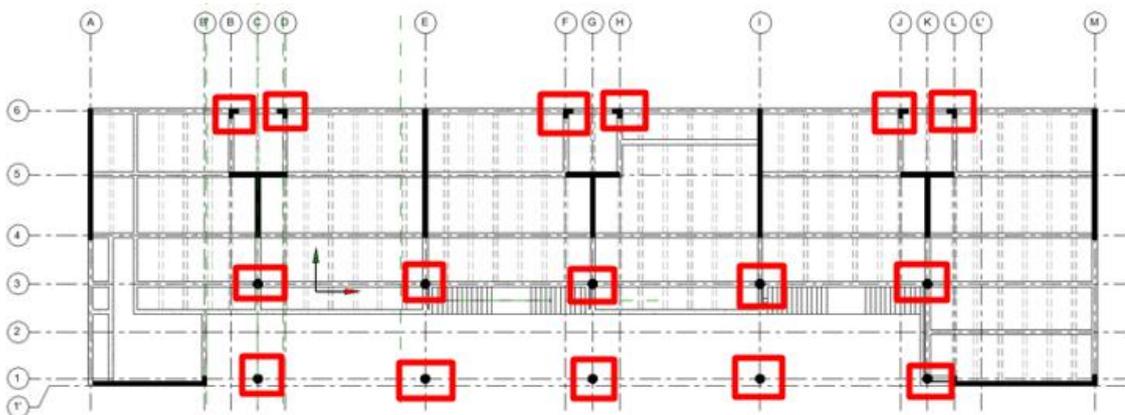


Figura 3.14: Disposición de columnas en planta (Cevallos & Ching, 2021)

Cargas

La columna circular más esforzada se encuentra en la intersección de los ejes 2 y C. Si bien es cierto las columnas centrales suelen ser más cargadas, en este caso las centrales toman únicamente la carga de los equipos de ventilación.

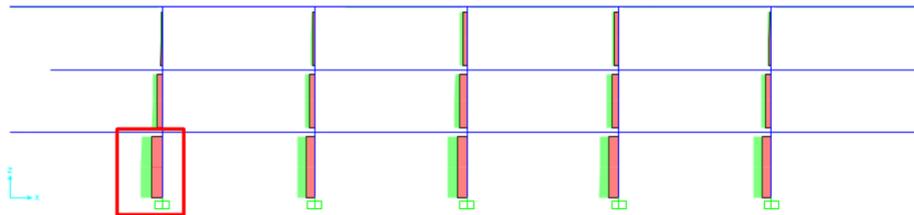


Figura 3.15: Cargas axiales de columnas en SAP2000 (Cevallos & Ching, 2021)

Las cargas de diseño se tomaron como la máxima carga para cada una de las secciones.

Tabla 3.2 Cargas axiales de columnas (Cevallos & Ching, 2021)

Columna	Carga axial de diseño [ton]
Sección transversal circular	140
Sección transversal L	116

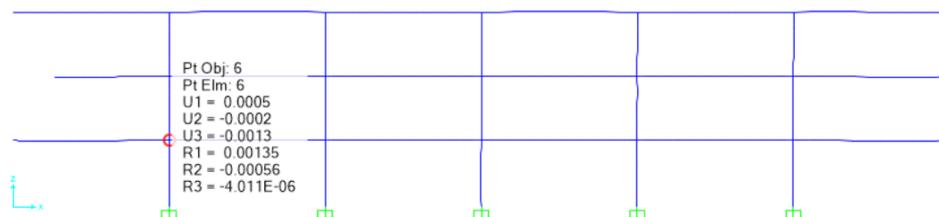


Figura 3.16: Deformaciones en la columna más esforzada (Cevallos & Ching, 2021)

Diseño columna

Los cálculos se pueden apreciar en el anexo X, sin embargo, aquí mostramos las secciones transversales tipo de las columnas.

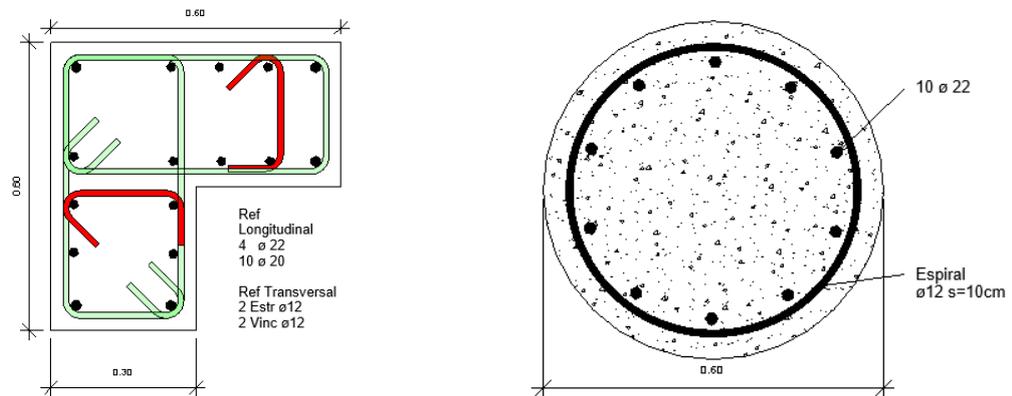


Figura 3.17: Secciones transversales columna (Cevallos & Ching, 2021)

3.7 Diseño de vigas

Respetando las limitaciones arquitectónicas, todas las vigas del modelo cuentan con una sección transversal de hormigón de 30cm x 60cm. Sin embargo, con el fin de optimizar las cantidades de acero, se realizó una verificación con el programa de análisis estructural SAP. Los detalles de acero se encuentran en la sección de planos.

Para el diseño de vigas se utilizó ACI 318-14 Cap 9 y 18, y un detallamiento de cálculos se encuentra en el Anexo A4.

Cargas

Las vigas fueron diseñadas para un momento tipo de la viga más esforzada como se detalla en la tabla 3.3. Sin embargo, una vez hecho el análisis de la estructura, se tomó como guía las cantidades de acero necesarias brindadas por el programa de análisis estructural SAP2000.



Tabla 3.3 Momentos de diseño viga (Cevallos & Ching, 2021)

	Izquierda	Central	Derecha
M. Negativo [ton-m]	36.5	0	36.5
M. Positivo [ton-m]	0	27.82	0

3.8 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas se encuentran en el anexo B1.

CAPÍTULO 4

4. ESTUDIO DEL IMPACTO AMBIENTAL

4.1 Objetivos

4.1.1 Objetivo general

Elaborar un estudio ambiental de la obra en el colegio alemán Humboldt Samborondón que permita la reducción de los impactos ecológicos durante su etapa construcción, funcionamiento y abandono.

4.1.2 Objetivos específicos

Identificar las actividades relacionadas a la obra en sus diferentes etapas, que permitan conocer posibles daños al ambiente.

Valorar las actividades que otorguen una verificación de las actividades que afecten positiva y negativamente.

Proponer medidas de mitigación que estén al alcance del cliente y permitan la reducción de los impactos ambientales.

4.2 Descripción del proyecto

El proyecto tiene como objetivo la construcción de un nuevo bloque de aulas, que se sumará a los otros 3 existentes en la sede Samborondón del Colegio Alemán Humboldt. El área de ejecución será en el terreno existente, en el interior de la ciudadela Ciudad Celeste. Como se puede observar en la imagen 4.1, en los alrededores del terreno encontramos viviendas, pues el sector es residencial. En uno de los costados del proyecto, existe un lote vacío destinado a futuros predios comerciales. Por su parte, al exterior de la ciudadela existen sembríos arroceros.

La necesidad de la implementación de este nuevo bloque responde al aumento de demanda académica, consecuencia del aumento poblacional. En temas ambientales, esto representa una ventaja pues implicaría una disminución diaria de vehículos desplazados hasta Guayaquil, y consigo las emisiones de Dióxido de carbono, ahorro en combustible e incluso, baja en índices de contaminación acústica (Medina Ramirez, 2012).



Figura 4.1: Uso de suelo alrededor del colegio Alemán Humboldt

En cuanto al transporte, la ciudadela cuenta con vías de acceso pavimentadas, con excepción del ingreso a las instalaciones que se encuentra pavimentado.

4.2.1 Categorización ambiental

En el artículo 74 inciso primero de la Constitución de la República del Ecuador, se dispone la aplicación de medidas preventivas y restrictivas para evitar los impactos ecológicos, destrucción de especies o alteración de ciclos naturales. Con este antecedente las obras y proyectos deben cumplir con una regularización ambiental que depende de una categorización ambiental de la actividad realizada.

Existen 4 grupos a los que puede ser incluido un proyecto en base a su alcance y actividades que impacten al medio ambiente, que se dividen de la siguiente forma:

Categoría I: Impactos no significativos

Categoría II: Impactos bajos

Categoría III: Impactos medios

Categoría IV: Impactos altos

El presente trabajo corresponde a categoría II: Impactos bajos, pues es una construcción de infraestructura civil con extensión menor o igual a 10 000 m². Para este tipo de proyectos se obtiene del Sistema Único de Información Ambiental (SUIA) una licencia ambiental (Velez Casanova, 2015).



Consulta de Actividades Ambientales	
Para conocer la Actividad Ambiental a la que pertenece su proyecto, el proceso que corresponde (Registro Ambiental o Licencia Ambiental), el tiempo de emisión y los costos que genera, haga clic en buscar.	
Descripción de la actividad	CONSTRUCCIÓN Y/U OPERACIÓN DE EDIFICIOS INSTITUCIONALES
Su trámite corresponde a un(a)	CERTIFICADO AMBIENTAL
Tiempo de emisión	Inmediato.
Costo del trámite	No tiene. (Tiene un costo si existe remoción de cobertura vegetal nativa)

Figura 4.2: Consulta de documento requerido para un edificio institucional (SUIA,2021)

4.2.2 Fases de construcción del proyecto

En el capítulo 2 de la memoria técnica, encontramos una descripción de las alternativas para llevar a cabo el proyecto. Por su parte, en este capítulo las abordaremos netamente desde el punto de vista ambiental, haciendo únicamente la distinción entre alternativa de hormigón armado y acero estructural, pues la construcción mixta contará con un alto porcentaje de concreto, y se la asociará directamente a este material.

4.2.2.1 Fases del proyecto: Construcción

Concreto

La elaboración del hormigón requiere de materiales pétreos y agua, además de cemento y en algunos casos aditivos. Cuando el proceso de producción se da al interior de una planta, el principal impacto ambiental corresponde a generación de emisiones de polvo de los agregados en el punto de descarga, incluyendo la afectación en la calidad de aire. La preparación también provoca incremento en los niveles de ruido ocasionados por la planta, además de la afectación en la calidad de agua producido por la descarga de efluentes (Navas de García et al., 2015).

Otro de los aspectos ambientales en el uso de hormigón premezclado es la alta demanda de la materia prima mencionada en el párrafo anterior, así como el alto consumo

energético utilizado tanto en la producción como en el transporte. Por su parte, también encontramos emanación de residuos tanto sólidos como líquidos, sumadas a la emisión de material particulado, CO₂ y ruido, y el impacto en la infraestructura vial (usado en el traslado)(Muñoz & Quiroz, 2014).

Si bien es cierto existen elementos prefabricados de hormigón, lo más común es fundición in situ, para lo cual se requerirá uso de madera para los encofrados. Dependiendo de la obra, estas piezas pueden ser reutilizadas o darse el caso de que sean descartadas tras el primer uso.

Acero

La producción de acero genera gases como óxidos de azufre, dióxido de nitrógeno y monóxido de carbono. Con el fin de mitigar esta contaminación, en varios países se han creado reglamentaciones gubernamentales restrictivas. Los costos de control oscilan entre el 1 y 3% de los costos totales de producción, y la instalación de control de contaminación ambiental representa entre el 10 y 20% de las inversiones totales de la planta.

Existe también contaminación a las aguas residuales, pues la descarga no tratada producto de la elaboración de acero conlleva sólidos suspendidos, metales pesados aceites y grasas. Se adiciona que se usa el agua como método de enfriamiento, misma que al disponerse a un cuerpo de agua incrementa la temperatura en aguas naturales, por lo que debería aplicarse un enfriamiento(Santillán Palacios, 2016).

En otros aspectos negativos encontramos la necesidad de utilizar maquinaria pesada para colocar los perfiles correctamente, sin contar las adaptaciones in situ, que involucran altos niveles de ruido (Gordillo & Proaño, 2021).

4.2.2.2 Fases del proyecto: Uso

Concreto

Una de las ventajas de este material es su alta durabilidad, existen estructuras de concreto que han existido por más de 200 años. Esta característica lo favorece como una alternativa para el diseño sustentable. Otra característica es la baja fluctuación diaria

de temperatura, lo que reduce el uso de calefacción en un 25%, permitiendo uso de quipos de ventilación de menor capacidad (Navas de García et al., 2015).

Acero

Es muy común tener superficies vidriadas en construcciones de acero estructural. Estas ventanas permiten ingreso de la luz natural, favoreciendo el consumo de energía eléctrica.

Por otro lado, existen aspectos negativos, pues requiere maquinaria pesada para colocar los perfiles correctamente, sin contar las adaptaciones in situ, que involucran altos niveles de ruido.

4.2.2.3 Fases del proyecto: Abandono

Concreto

Existen diversos usos para el concreto al final de su ciclo de vida, entre ellos encontraos relleno y recuperación de terrenos y terraplenes; reciclaje para asfalto, sub-base de carreteras, entre otros(Navas de García et al., 2015).

Existen opiniones contrarias a esta, donde se destaca que para reutilizar el hormigón es necesario maquinaria para separar el concreto del acero. Además, se menciona que este material suele ser desposado en botaderos clandestinos en los que se mezcla con residuos domésticos. Estos depósitos crean sedimentos y lixiviados producto de la corrosión del acero (Daza, 2010).

Acero

El acero reciclado y chatarra pueden continuar su ciclo de vida en la producción de nuevo acero. En un proceso más puro se puede usar entre el 25% y 35% de acero reciclado, mientras que cuando el procedimiento es en horno eléctrico de arco se puede llegar a usar hasta un 95%. Otra de las ventajas del uso del horno es que sus emisiones de carbono son menores, por cada tonelada de acero reciclado se ahorra 1.25 toneladas de mineral de hierro, 630kg de carbón y 54kg de caliza (Gervásio, 2014).

4.3 Línea base ambiental

4.3.1 Medio físico – químico

4.3.1.1 Clima

Al ser un cantón de la región Costa, la temperatura promedio en el cantón Samborondón fluctúa entre 21°C y 32°C. Los meses más cálidos son de diciembre a Abril, siendo este el punto de inflexión en temperatura, llegando a los meses más bajos julio y Agosto, con una temperatura máxima de 29°C (NOAA, 2021).

4.3.1.2 Geología y suelo

El terreno en el que se construirá el proyecto era previamente un sector arrocero, por lo que fue necesario colocar un relleno de 2.3 m. Luego se encuentra aproximadamente unos 6 a 8 m de arcilla. Bajo se encuentra una capa de arena de compacidad media, cuya profundidad varía a lo largo del terreno. En los últimos metros del estudio, está arcilla con ciertas capas de arena. La estratificación se puede apreciar de mejor manera en la figura 2.4

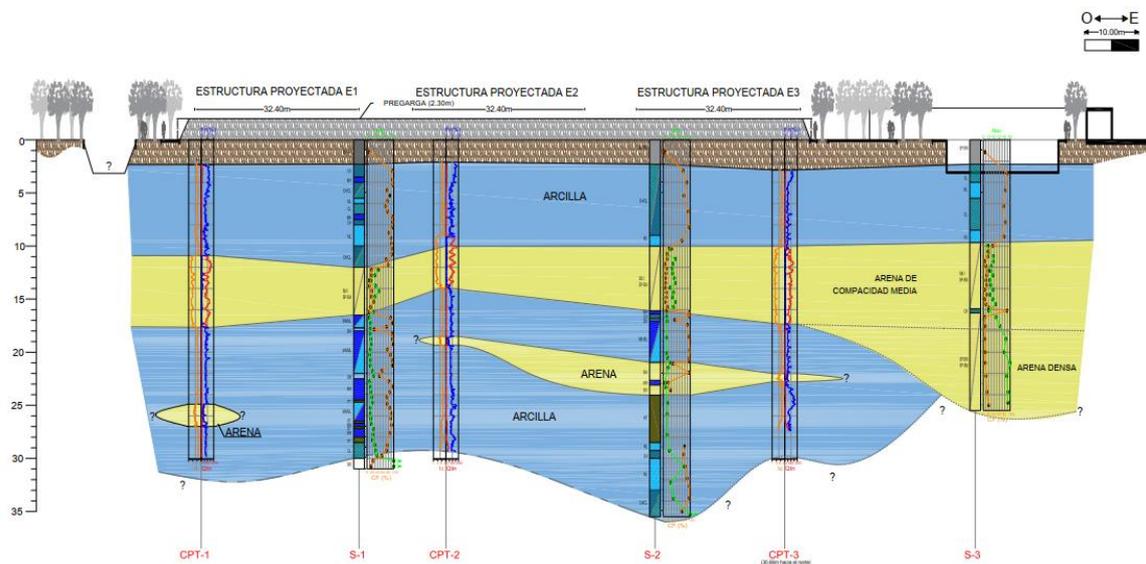


Figura 4.3: Tipo de suelo del proyecto (Geosísmica, 2018)

En el terreno actual ya cuenta con la cota de proyecto, pues ya existen 2 bloques construidos previamente. Por su parte, el nivel freático se encuentra en promedio 1.7m bajo la cota del proyecto.

4.3.1.3 Ruido

Como se ha mencionado anteriormente, este proyecto es una ampliación de la sede del colegio Alemán Humboldt ya existente. Por esta razón, en los meses de mayo a febrero los niveles de ruido al interior del colegio idealmente deberían ser entre 35 decibelios y 50 decibelios cuando el profesor habla (Morales, 2013).

Por su parte, al exterior del colegio se encuentra la vía principal de ciudad celeste, por lo que el principal tránsito serían los vehículos de los moradores y vehículos del transporte de los alumnos en hora de entrada y salida.

Adicional a eso, no se encuentra mayor ruido, pues alado del colegio se encuentra un lote vacío y el resto es sector residencial.

4.3.2 Medio físico biótico

4.3.2.1 Paisaje – Percepción visual

El impacto visual que creará el nuevo bloque de aulas no afectará de mayor manera a los sectores aledaños, pues los edificios del plantel se encuentran bastante inmersos en el terreno y no son directamente visibles para los habitantes de Ciudad Celeste. Sin embargo, para los miembros de la institución educativa, en especial sus alumnos, el cambio si será evidente, pues será disminuida un área verde.

4.3.2.2 Flora y fauna

Tanto en flora como en la fauna, no existirán mayores desplazamientos de flora en el sector. Dado que el bloque se construirá en un parque de juegos que existe en la institución educativa, se verá comprometida un área verde del plantel.



Figura 4.4: Área verde afectada por la construcción

4.3.3 Medio socioeconómico

4.3.3.1 Red viaria

A pesar de que muchos usuarios se verán beneficiados por la ampliación del colegio, los habitantes de Ciudad Celeste y muchos otros usuarios que tengan otras preferencias de plantel educativo o que no tengan hijos se verán afectados por el incremento de tránsito vehicular en el sector. La vía principal de acceso a Ciudad Celeste cuenta únicamente con 2 carriles, que podrían verse congestionados. Consecuentemente, disminuiría la calidad de aire de los conjuntos más cercanos y podría darse un aumento de contaminación sonora.

4.3.3.2 Calidad de vida

Muchos habitantes del cantón Samborondón se verán beneficiados, pues disminuirán sus tiempos de traslado al no tener que movilizarse hasta Guayaquil para brindar educación de calidad a sus hijos. Por su parte, los estudiantes podrán tener más horas de descanso por la misma razón.

4.4 Actividades del proyecto

A continuación, se realiza un árbol de las actividades del proyecto que posteriormente se pueden vincular a impactos ambientales. Se comienza desde las actividades

generales, dividiendo en construcción, operación y abandono, para posteriormente ir desglosando en las subtareas.

Fase	Labor	Acción	
		Hormigón	Acero
Elaboración del material		Elaboración del cemento Transporte de materiales Obtención de agregados	Obtención materia prima Fundición de materiales Uso del horno
Construcción	Movimiento de tierras	Excavación con maquinaria Relleno compactado a máquina	Excavación con maquinaria Relleno compactado a máquina
	Obra gris	Colocación de encofrados Mezcla de hormigón Transporte de hormigón Fraguado y curado de elementos	Soldadura Transporte de perfiles Corte de perfiles
	Acabados	Picado de mampostería para colocar instalaciones Pintura	Picado de mampostería para colocar instalaciones Pintura
Operación	Uso diario	Uso de baños Generación de aguas residuales Generación de ruidos por alumnos en clase y patio de juegos Limpieza de salones Riego de plantas Uso de instalaciones de clases y deportes	Uso de baños Generación de aguas residuales Generación de ruidos por alumnos en clase y patio de juegos Limpieza de salones Riego de plantas Uso de instalaciones de clases y deportes

	Mantenimiento	Pintura Limpieza de tuberías Arreglo de sillas y bancas	Pintura Limpieza de tuberías Arreglo de sillas y bancas
Abandono	Disposición de materiales	Desalojo de materiales	Desalojo de materiales Reciclaje de acero

Tabla 4.1: Árbol de actividades (Cevallos & Ching, 2021)

4.5 Identificación de impactos ambientales

El mejor método para identificar los impactos ambientales son las matrices de causa efecto. En esta clasificación encontramos la matriz de Leopold, en la que se colocan como columnas las actividades, y como filas los impactos ambientales (Garmendia et al., 2005).

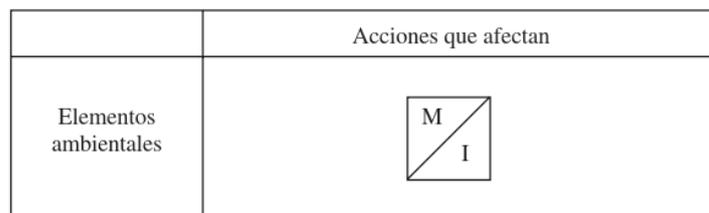


Figura 4.5: disposición de la matriz de Leopold (Garmendia et al., 2005)

En cada una de las intersecciones, se coloca la magnitud y la importancia, como se observa en la figura 4.5. Estos valores van en el rango del 1 al 10, siendo 10 correspondiente a la máxima alteración posible. En la magnitud se coloca el signo positivo si el impacto va en favor del medio ambiente, y negativo si es que afecta negativamente. También es necesario aclarar que, si no existe una interacción entre la actividad y el elemento ambiental, no es necesario llenarlo.

Tabla 4.2 Identificación impactos ambientales hormigón (Cevallos & Ching, 2021)

	Extracción			Construcción						Funcionamiento						Aban
	Obtención de agregado	Cemento	Transporte	Movimiento		Obra gris				Pintura	Uso instalaciones	Ruido alumnos	Limpieza salones	Riego plantas	Pintura	Desalojo materiales
				Excavación	Relleno compactado	Encofrados	Elaboración hormigón	Transporte de	Fraguado y curado							
Agua	-2					-1	-2		-2	-1			-1	-1	-1	
Aire	-3	-4	-2	-6	-4		-5	-2		-2			-1			-6
Suelo	1	6	3	10	6		9	3		1				5		8
Ruido			-2	-5							-5	-5				
Flora			3	2							3	3				
Salud y comodidad			-5	-8			1									
			4	6												

Tabla 4.3 Identificación impactos ambientales acero (Cevallos & Ching, 2021)

	Extracción			Construcción					Funcionamiento					Aban	
	Materia prima	Fundición de material	Extracción	Movimiento		Obra gris			Pintura	Uso instalaciones	Ruido alumnos	Limpieza salones	Riego plantas	Pintura	Reciclaje
				Excavación	Relleno compactado	Soldadura	Corte perfiles	Transporte perfiles							
Agua	-2	-8	-8						-1			-1	-1	-1	-5
Aire	7	1	7	-6	-4	-7		-2	-2			-1			4
Suelo	4	5		10	6	2		3	1						
Ruido	-2								-2				5		
Ruido	5								3				3		
Ruido	4		-4	-5		-7	-3			-5	-5				
Flora	2		2	2		2	6			3	3				
Flora			-3	-2											
Salud y comodidad			1	3											
Salud y comodidad	-3	-4		-8			-5								
	2	2		6			3								

4.6 Valoración de impactos ambientales

Para la valoración de los impactos ambientales se utiliza el método cualitativo de Tito (2020), que es una adaptación de la matriz de Leopold y permite identificar cuales son los mayores impactos. Al igual que en el apartado anterior se colocan las actividades versus los factores que podrían ser afectados. En este caso, hemos reducido a los factores más globales para poder tener un resultado más amigable a la interpretación y análisis.

La matriz evalúa 3 criterios (Gordillo & Proaño, 2021):

Extensión: Con relación al área de afectación

Duración: Tiempo en el que será vigente la afectación ambiental

Reversibilidad: Posibilidad de retornar el estado inicial

Los parámetros que se consideran en la matriz de Tito (2020) son:

Imp	Importancia del impacto ambiental
E	Extensión
We	Peso de extensión
D	Duración
Wd	Peso de duración
R	Reversibilidad
Wr	Peso de reversibilidad
IA	Valor de impacto ambiental
Mag	Magnitud, (+) si afecta positivamente, (-) si afecta negativamente

Con estos valores se tiene que

$$Imp = (We)(E) + (Wd)(D) + (Wr)(R)$$

$$IA = \pm\sqrt{Imp \times |Mag|}$$

Dado que los parámetros de Peso hacen énfasis en la ponderación que tendrá la extensión, duración y Reversibilidad en el impacto, estos deben sumar 1 en su totalidad, de esta manera se divide el factor de impacto en diferentes parámetros a tener en cuenta. Una vez más cada una de las celdas de nuestra matriz tendrá la siguiente división:

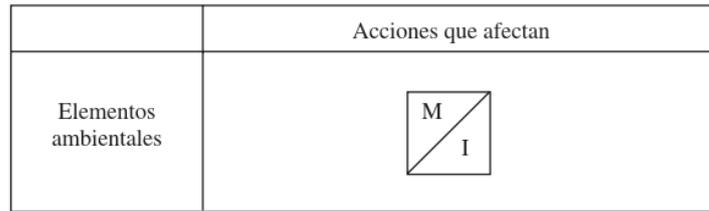


Figura 4.6: disposición de la matriz de Leopold (Garmendia et al., 2005)

Tabla 4.4 Valoración impacto ambiental Hormigón - tabla de calor (Cevallos & Ching, 2021)

	Extracción			Construcción						Funcionamiento					Abandono		
	Obtención de agregado	Cemento	Transporte	Movimiento		Obra gris				Pintura	Uso instalaciones	Ruido alumnos	Limpieza salones	Riego plantas	Pintura	Desalojo materiales	
				Excavación	Relleno compactado	Encofrados	Elaboración hormigón	Transporte de	Fraguado y curado								
Agua	-2.45	0	0	0	0	-1	-1.41	0	-2	-1	0	0	-1	-1	-0.71	0	-10.6
Aire	-1.73	-4.9	-2.45	-7.75	-4.9	0	-6.71	-2.45	0	-1.41	0	0	0	0	0	-6.93	-39.2
Suelo	-2.45	-2.45	0	0	0	0	0	0	0	-2.24	0	0	0	3.87	0	0	-3.26
Ruido	0	0	-2.24	-3.16	0	0	0	0	0	0	-3.87	-3.54	0	0	0	0	-12.8
Flora	0	0	0	-2.45	0	-1.41	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-3.86
Salud y comodidad	0	0	-4.47	-6.93	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-11.4
	-6.63	-7.35	-9.16	-20.3	-4.9	-2.41	-8.12	-2.45	-2	-4.65	-3.87	-3.54	-1	2.87	-0.71	-6.93	-81.1

Tabla 4.5 Valoración de impacto ambiental acero - tabla de calor (Cevallos & Ching, 2021)

	Extracción			Construcción					Funcionamiento					Aban		
	Extracción			Movimiento		Obra gris			ab					so	don	
	Materia prima	Fundición de material	Extracción	Excavación	Relleno compactado	Soldadura	Corte perfiles	Transporte perfiles	Pintura	Uso Instalaciones	Ruido alumnos	Limpieza salones	Riego plantas	Pintura	Reciclaje	
Agua	-3.61	-2.83	-7.48	0	0	0	0	0	-1	0	0	-1	-1	-0.71	-4.47	-22.1
Aire	-4.47	-3.79	0	-7.75	-4.9	-3.74	0	-2.45	-1.41	0	0	0	0	0	0	-28.5
Suelo	-3.16	0	0	0	0	0	0	0	-2.24	0	0	0	3.87	0	0	-1.53
Ruido	2.83	0	-2.83	-3.16	0	-3.74	-4.24	0	0	-3.87	-3.54	0	0	0	0	-18.6
Flora	0	0	-1.5	-2.45	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-3.95
Salud y comida	-2.45	-2.83	0	-6.93	0	0	-3.87	0	0	0	0	0	0	0	0	-16.1
	-10.9	-9.45	-11.8	-20.3	-4.9	-7.48	-8.12	-2.45	-4.65	-3.87	-3.54	-1	2.87	-0.71	-4.47	

En la figura 4.7 podemos ver de manera resumida la comparación entre los impactos del hormigón y el acero. Podemos ver como en ambos casos, el factor aire se verá afectado de manera especial por el hormigón, puesto que en su producción y en la elaboración de mortero se desprenderán partículas que llegarán hasta las viviendas más cercanas al colegio.

En el apartado del agua, habrá una afectación en la producción del acero, pues se desprenden partículas que contaminan el medio acuático. Además, suele usarse como método de enfriamiento el agua, por lo que la temperatura de cuerpo de descarga aumentará, afectando la vida marina.

Por su parte, en el ruido encontraremos valores bastante similares, sin embargo, el acero tendría ruidos por el corte de los perfiles, así como en el proceso de soldadura. En cuanto a la flora, el impacto sería el mismo en cualquiera de los casos, puesto que no existe flora nativa que pueda ser desplazada a excepción del área verde a ser desplazada.

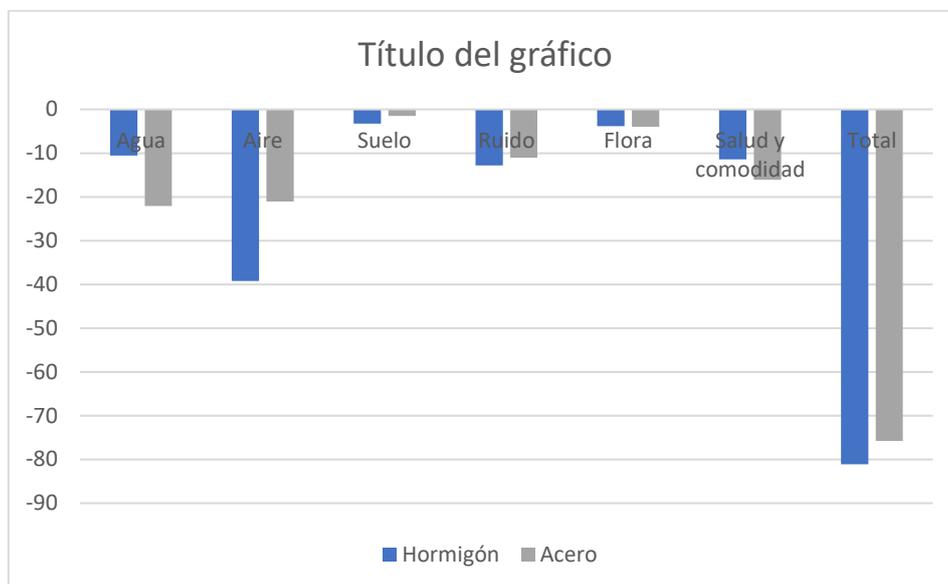


Figura 4.7 Comparación de impactos de hormigón y acero (Cevallos & Ching, 2021)

4.7 Medidas de prevención/mitigación

Existen tres tipos de medidas de reducción de impacto ambiental en función de la forma en que se realizan, protectoras, correctoras y compensatorias.

- Protectoras o preventivas: son aquellas que evitan la aparición de impactos ambientales negativos en la obra.
- Correctoras: Reducen, anulan o corrigen los impactos ambientales que no fueron posibles de evitar, por ejemplo, en la tala de árboles en el uso de un terreno en específico.
- Compensatorias: Existen cierto tipo de daños que no son reversibles, por lo que es necesario intentar reponer o disminuir el impacto a través de otras acciones que si bien es cierto no recuperan el daño hecho, ayudan a disminuir el impacto final.

En este proyecto las medidas tomadas serán mayoritariamente protectoras o preventivas.

En la tabla 4.8 se observan medidas comunes, indiferentes al tipo de material que se use en la construcción.

Tabla 4.6 Medidas de prevención y mitigación de impactos ambientales (Cevallos & Ching, 2021)

Factor	Actividad	Medida propuesta	Medida de verificación	Plazo	Impacto económico
Desechos	Colocar un centro de acopio temporal que permita colocar adecuadamente los desechos de la construcción durante la ejecución del proyecto.	Centro de acopio de desechos temporal	Registro fotográfico Bitácora	Permanente	Bajo
Aire	Colocar una cerca perimetral que aislé el sitio de trabajo dificultando el paso de partículas al exterior de la obra.	Cerramiento provisional	Registro fotográfico	Permanente	Bajo
	Los vehículos que operen el material deberán contar con certificado de revisión vehicular con el fin de verificar menores emisiones de carbono en el transporte.	Verificación de certificados al ingreso.	Bitácora	Permanente	Bajo
	Los equipos empleados de la construcción deben estar en buenas condiciones y con el mantenimiento	Registro de mantenimiento de los equipos	Bitácora Registro de mantenimientos	Permanente	Bajo

	adecuado a fin de evitar emisiones no deseadas				
	Los vehículos que trasladen escombros , desechos producto de movimiento de tierra, limpieza, desalojo y transporte de materiales, deberán portar una cubierta para evitar la liberación de partículas.	Control de vehículos de la obra	Registro fotográfico Bitácora	Permanente	Bajo
Agua	Evitar que aguas grises sean descargadas para evitar conflictos	Control en obra	Bitácora	Permanente	Bajo
	Se dispondrá de baterías sanitarias para el uso de trabajadores a fin de evitar la contaminación con aguas negras	Emplear baterías sanitarias para el personal de obra	Bitácora Registro mantenimiento de baterías sanitarias	Permanente	Bajo
Suelo	Crear bodegas temporales para el adecuado almacenamiento de productos tales como combustibles, químicos, lubricantes y materiales generales de construcción.	Bodegas temporales	Registro de bodega Bitácora	Permanente	Bajo

Ruido	Socialización con directivos de etapas La Marina y Cristalina, con el fin de conocer los horarios de trabajo permitidos y evitar ruidos nocturnos.	Reunión para la sociabilización de la Obra	Acta de reunión Registro fotográfico	Previo al inicio de la obra (duración tentativa 2 horas)	Bajo
Seguridad y salud	Realizar inducción a los trabajadores con medidas de seguridad que impidan accidentes. Una vez culminada la inducción firmar un acta de conocimiento de las medidas.	Capacitación a personal de la obra	Acta de reunión Registro fotográfico	1 reunión Semanal	Bajo
	Dotación de equipos de protección personal a los trabajadores (Casco, chalecos, botas, gafas, protectores auditivos etc.)	Entrega de EPPs	Registro de asistencia	Permanente	Bajo

Hormigón

Se recomienda al cliente elegir compañías que empiezan a buscar soluciones sostenibles en todas las ramas. En cuando al encofrado, se recomienda usar las tablas la mayor cantidad de veces posible para disminuir el uso de madera y la cantidad de residuos.

4.8 Conclusiones

Dado que las dimensiones de proyecto no cambian independientemente del material utilizado, la mayor parte de la diferencia en el impacto se encuentra en la elaboración del material de construcción. Por este motivo, las medidas de prevención que se encuentran al alcance del proyecto tendrán que llevarse a cabo sin importar el material elegido.

Los factores donde se encuentra una mayor diferenciación es en el agua, pues el proceso de extracción del acero incluye un uso importante de este recurso natural. Sin embargo, la constitución ampara el uso de estos bienes, y se suma como aspecto positivo la relevancia a la sostenibilidad que están otorgando las empresas, siendo en el caso del hormigón con su empresa líder Holcim, un factor importante en su producción.

Es beneficioso conocer cuáles serán los impactos para tener una idea de la inversión que conllevan las medidas de prevención y mitigación, siendo en este proyecto rubros que no llegan a ser representativos.

Para este proyecto la opción elegida es hormigón, puesto que el cliente se inclina por este material debido a su bajo costo en comparación al acero.

CAPÍTULO 5

5. PRESUPUESTO

5.1 Descripción de rubros

La descripción de rubros se puede encontrar con mayor detalle en el Anexo B1.

5.2 Análisis de costos unitarios

El análisis de costos unitarios se encuentra en el Anexo B2.

5.3 Descripción de cantidades de obra

Las cantidades de obra fueron exportadas de REVIT, que contabilizaba la volumetría de los materiales. Para un mayor detalle se puede encontrar en el anexo B3, sin embargo, en la tabla 5.2 se describe un resumen de las cantidades.

Tabla 5.1 Resumen de cantidades de obra

ID	Rubro	Unidad	Cantidad
Obras Preliminares			
1001	Trazado y replanteo en obra	m2	1206,2
1002	Excavación y desalojo con maquina (Excavadora)	m3	1206,2
1003	Relleno compactado a máquina con material importado	m3	209,3
1004	Bodega, caseta	m2	9,0
Cimentación y Estructura			
2001	Replanteo de hormigón f'c= 180 kg/cm ² e=0.08m	m2	1206,2
2002	Hormigón en Zapatas Corridas de f'c=240 kg/cm ²	m3	644,2
Superestructura			
3001	Hormigón en columnas de f'c=240 kg/cm ²	m3	59,5
3002	Losa H.A. e= 0,14m. (Deck y armado) f'c = 240 kg/cm ²	m3	193,8
3003	Contrapiso e=0.10m de f'c 240 kg/cm ²	m2	821,8
3004	Acero estructural ASTM A36 (Viguetas)	kg	15726,0
3005	Hormigón en vigas de losa f'c=240 kg/cm ²	m3	210,7
3006	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm ²	un	121066,9
3007	Hormigón muro 240kg/cm ²	m3	326,5
3008	Escaleras	m3	18,8
3009	Acero estructural ASTM A36 Viga	kg	4800,0
Albalería			
4001	Mampostería de 9 cms	m2	2187,94

5.4 Valoración integral del costo del proyecto incluyendo las medidas de prevención y mitigación del impacto ambiental

Tabla 5.2 Resumen presupuesto (Cevallos & Ching, 2021)

Fases del proyecto	Precio	Porcentaje
Obras preliminares	\$ 17.137,17	2%
Cimentación	\$ 172.790,96	25%
Superestructura	\$ 477.327,75	68%
Albaliñería	\$ 31.392,21	4%
	\$ 698.648,08	100%

Tabla 5.3 Presupuesto (Cevallos & Ching, 2021)

Rubro	Descripción	Unidad	Cantidad	Precios	
				Unitario	Total
1. Obras preliminares				\$ 17.137,17	
1001	Trazado y replanteo en obra	m2	1206	\$ 1,13	\$ 1.357,31
1002	Excavación y desalojo con maquina (Excavadora)	m3	1206	\$ 10,15	\$ 12.248,45
1003	Relleno compactado a máquina con material importado	m3	209	\$ 14,44	\$ 3.021,12
1004	Bodega, caseta	m2	9	\$ 56,70	\$ 510,29
2. Cimentación				\$ 172.790,96	
2001	Replanteo de hormigón f'c= 180 kg/cm2 e=0.08m	m2	1206	\$ 14,45	\$ 17.427,94
2002	Hormigón en Zapatas Corridas de f'c=240 kg/cm ²	m3	644	\$ 241,16	\$ 155.363,01
3. Superestructura				\$ 477.327,75	
3001	Hormigón en columnas de f'c=240 kg/cm ²	m3	59	\$ 252,18	\$ 15.002,29
3002	Instalación SteelDeck	m2	194	\$ 16,20	\$ 3.139,52
3003	Contrapiso e=0.10m de f'c 240 kgf/cm2	m2	822	\$ 22,02	\$ 18.096,31
3004	Acero estructural ASTM A36 (Viguetas)	kg	15726	\$ 4,04	\$ 63.539,15
3005	Hormigón en vigas de losa f'c=240 kg/cm ²	m3	211	\$ 271,99	\$ 57.308,63
3006	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm ²	un	121067	\$ 1,71	\$ 207.380,92
3007	Hormigón muro 240kg/cm2	m3	326	\$ 261,35	\$ 85.318,09
3008	Escaleras	m3	19	\$ 206,01	\$ 3.864,81
3009	Acero estructural ASTM A36 Viga	kg	4800	\$ 4,06	\$ 19.466,30
3010	Hormigón en losa de f'c=240 kg/cm2	m2	194	\$ 21,71	\$ 4.211,74
Albañilería				\$ 31.392,21	
4001	Mampostería de 9 cms	m2	2188	\$ 10,08	\$ 22.049,45
4002	Acabado enlucido en paredes e=1.5cm	m2	2188	\$ 4,27	\$ 9.342,76
MONTO TOTAL DE PROYECTO:				\$ 698.648,08	

5.5 Cronograma valorado

Tabla 5.4 Cronograma valorado (Cevallos & Ching, 2021)

Rubro	Descripción	Unidad	Cantidad	Precios		Semana 1	Semana 2	Semana 3	Semana 4	Semana 5	Semana 6	Semana 7	Semana 8	Semana 9	Semana 10	Semana 11	Semana 12	Semana 13	Semana 14	Semana 15	Total		
				Unitario	Total																		
1. Obras preliminares				\$ 17.137,17																	\$ 17.137,2		
1001	Trazado y replanteo en obra	m2	1206,2	\$ 1,13	\$ 1.357,31	\$ 1.125,3	\$ 232,0															\$ 1.357,31	
1002	Excavación y desalojo con maquina (Excavadora)	m3	1206,2	\$ 10,15	\$ 12.248,45		\$ 12.248,4															\$ 12.248,45	
1003	Relleno compactado a máquina con material im	m3	209,3	\$ 14,44	\$ 3.021,12		\$ 3.021,1															\$ 3.021,12	
1004	Bodega, caseta	m2	9,0	\$ 56,70	\$ 510,29	\$ 510,3																\$ 510,29	
2. Cimentación				\$172.790,96																	\$ 172.790,96		
2001	Replanteo de hormigón f'c=180 kg/cm2 e=0.0	m2	1206,2	\$ 14,45	\$ 17.427,94			\$ 4.562,7	\$ 4.562,7	\$ 4.562,7	\$ 3.739,8											\$ 17.427,94	
2002	Hormigón en Zapatas Corridas de f'c=240 kg/cm2	m3	644,2	\$ 241,16	\$ 155.363,01					\$ 8.221,5	\$ 54.810,1	\$ 92.331,4										\$ 155.363,01	
3. Superestructura				\$473.116,01																	\$ 473.116,01		
3001	Hormigón en columnas de f'c=240 kg/cm2	m3	59,5	\$ 252,18	\$ 15.002,29							\$ 5.100,8		\$ 4.950,8		\$ 4.950,8						\$ 15.002,29	
3002	Instalación SteelDeck	m3	193,8	\$ 16,20	\$ 3.139,52								\$ 1.067,4		\$ 1.036,0		\$ 1.036,0					\$ 3.139,52	
3003	Contrapiso e=0.10m de f'c 240 kg/cm2	m2	821,8	\$ 22,02	\$ 18.096,31	\$ 18.096,3																\$ 18.096,31	
3004	Acero estructural ASTM A36 (Viguetas)	kg	15726,0	\$ 4,04	\$ 63.539,15									\$ 7.296,9	\$ 9.373,7	\$ 9.373,7	\$ 9.373,7	\$ 9.373,7	\$ 9.373,7	\$ 9.373,7	\$ 9.373,7	\$ 63.539,15	
3005	Hormigón en vigas de losa f'c=240 kg/cm2	m3	210,7	\$ 271,99	\$ 57.308,63									\$ 19.484,9	\$ 18.911,8	\$ 18.911,8	\$ 18.911,8					\$ 57.308,63	
3006	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	un	121066,9	\$ 1,71	\$ 207.380,92									\$ 41.476,2	\$ 41.476,2	\$ 41.476,2	\$ 41.476,2	\$ 41.476,2				\$ 207.380,92	
3007	Hormigón muro 240kg/cm2	m3	326,5	\$ 261,35	\$ 85.318,09							\$ 29.008,2		\$ 28.155,0	\$ 28.155,0							\$ 85.318,09	
3008	Escaleras	m3	18,8	\$ 206,01	\$ 3.864,81									\$ 1.932,4	\$ 1.932,4							\$ 3.864,81	
3009	Acero estructural ASTM A36 Viga	kg	4800,0	\$ 4,06	\$ 19.466,30										\$ 6.759,1	\$ 3.379,6	\$ 3.379,6	\$ 5.948,0				\$ 19.466,30	
Albañilería				\$ 22.049,45																	\$ 22.049,45		
4001	Mampostería de 9 cms	m2	2187,9	\$ 10,08	\$ 22.049,45									\$ 2.015,5	\$ 2.015,5	\$ 18.018,4						\$ 22.049,45	
Programado						\$ 1.635,6	\$ 33.597,9	\$ 4.562,7	\$ 4.562,7	\$ 4.562,7	\$ 11.961,3	\$ 54.810,1	\$ 126.440,3	\$ 71.257,9	\$ 92.730	\$ 78.125,3	#####	\$ 76.745,8	\$ 9.373,7	\$ 9.373,7			\$ 685.093,58
Acumulado						\$ 1.635,6	\$ 35.233,5	\$ 39.796,2	\$ 44.358,9	\$ 48.921,7	\$ 60.882,9	\$ 115.693,1	\$ 242.133,4	\$ 313.391	\$ 406.122	\$ 484.247	\$ 589.600	\$ 666.346	\$ 675.720	\$ 685.094			
% Prog. Parc						0,24%	4,90%	0,67%	0,67%	0,67%	1,75%	8,00%	18,46%	10,40%	13,54%	11,40%	15,38%	11,20%	1,37%	1,37%			
% Prog. Acum						0,24%	5,14%	5,81%	6,47%	7,14%	8,89%	16,89%	35,34%	45,74%	59,28%	70,68%	86,06%	97,26%	98,63%	100,00%			

CAPÍTULO 6

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

La complejidad de este proyecto inicia con el planteamiento arquitectónico, que como se menciona en varias secciones de este proyecto, tenía ciertas exigencias en cuanto espacios y ubicación de los elementos estructurales. Por medio de un proceso de prueba y error se logró controlar las irregularidades de la edificación, respetando el diseño inicial.

El proyecto se ubicará en Samborondón y consecuentemente, se asentará por suelos blandos. Para edificaciones con estas características, suele recomendarse usar acero estructural como material, sin embargo, el cliente solicitó el uso de hormigón armado. Bajo esta premisa, se confirmó lo recomendado en el estudio geotécnico, que es una cimentación corrida en dos direcciones. De esta manera, se protege a la estructura de asentamientos diferenciales en caso de un sismo.

Los planos de este proyecto fueron realizados en el programa Revit estructural permitiéndonos ver sus ventajas. Fue posible realizar un detallamiento con gráficas más realistas, que facilitará el trabajo en campo en el momento de la construcción. Por otro lado, también facilitó la cuantificación de los materiales.

En cuanto al presupuesto, la inversión en obra gris sumó un valor de \$698.648,08 dólares americanos, lo que representa \$252 por m² de construcción. Con el personal planificado, la obra tiene una duración estimada de 15 semanas, lo cual es un valor favorable considerando que es un plantel educativo, por lo que lo ideal sería poder construir en el periodo de vacaciones estudiantiles.

Recomendaciones

Se recomienda mantener conversaciones con los arquitectos en el momento de realizar el diseño estructural. Pues si bien es cierto el objetivo es lograr que se respete el diseño arquitectónico, en ocasiones es necesario ciertas modificaciones. Si se realizan las explicaciones pertinentes, es posible llegar a un acuerdo con el fin de no incrementar la inversión del proyecto.

El uso del programa Revit para los planos es ventajoso, pues permite cuantificar las cantidades de obra. Esto va a ahorrar muchas horas de trabajo y ayuda a que sean valores reales. Sin embargo, es necesario hacer un uso adecuado del programa para no caer en errores al momento de calcular los volúmenes de hormigón.

BIBLIOGRAFÍA

- Blanco, M. (2012). *Criterios fundamentales para el diseño sismoresistente*.
http://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0798-40652012000300008
- Calavera, J. (2000). *Cálculo de estructuras de cimentación* (INTEMAC (ed.); 4th ed.).
- Crisafulli, F. J. (2018). *Diseño Sismorresistente de construcciones en Acero*. Santiago de Chile (5th ed.). alacero.
https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/publicacion/disen%C3%B3_sismorresistente_de_construcciones_de_acero-5ta_ed.pdf
- Daza, P. (2010). *Construcción sostenible de edificios: una alternativa responsable para el desarrollo urbano de Quito* [PUCE].
<http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/3603/T-PUCE-3613.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Enrique Bazán, & Roberto Meli. (2002). *Diseño sísmico de edificios* (1st ed.). Limusa.
- MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA. (2015). *NEC 2015 PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- El Universo. (2019, March 26). *Colegio Alemán Humboldt, en Samborondón, tendrá Bachillerato Internacional Multilingüe*.
<https://www.eluniverso.com/guayaquil/2019/03/26/nota/7246718/colegio-aleman-humboldt-samborondon-tendra-bachillerato/>
- Garmendia, A., Salvador, A., Crespo, C., & Garmendia, L. (2005). *Evaluación de impacto ambiental* (M. Martín-Romo (ed.)). Pearson.
- Geosísmica. (2018). *Informe geotécnico* (Vol. 2018, Issue Versión 4).
- Gervásio, H. (2014). *La sustentabilidad del acero y las estructuras metálicas*.
<http://icha.cl/wp-content/uploads/2014/12/LA-Sustentabilidad-del-Acero-y-Las-Estructuras-Metálicas.pdf>
- Gomez, S., & Collazos, J. C. (2015). *Consecuencias del crecimiento demográfico sobre la calidad de la vida en la ciudad de Bogotá, periodo 1985 - 2015* [La Salle].
<https://ciencia.lasalle.edu.co/cgi/viewcontent.cgi?article=1288&context=economia#:~:text=El aumento poblacional que ha,inseguridad%2C deterioro ambiental%2C etc.>
- Gordillo, P., & Proaño, E. (2021). *Diseño estructural del conjunto residencial "La orquidea II" en la provincia de Napo*. ESPOL.
- Grases, J., López, O., & Hernández, J. (1987). *Edificaciones Sismorresistentes: Manual de aplicación de las normas* (FONDUR (ed.)). Fundación Juan José Aguerrevere.
- INEC. (2001). *Población cantón Samborondón 2001*.
https://www.ecuadorencifras.gob.ec/documentos/web-inec/Bibliotecas/Fasciculos_Censales/Fasc_Cantonales/Guayas/Fasciculo_Samborondon.pdf
- INEC. (2010). *Población Cantón Samborondón 2010*. [http://app.sni.gob.ec/sni-link/sni/Portal SNI 2014/FICHAS F/0916_SAMBORONDON_GUAYAS.pdf](http://app.sni.gob.ec/sni-link/sni/Portal%20SNI%202014/FICHAS%20F/0916_SAMBORONDON_GUAYAS.pdf)
- Medina Ramirez, S. (2012). *La importancia de reducción de uso de automóvil en México*.
<https://mexico.itdp.org/wp-content/uploads/Importancia-de-reduccion-de-uso-del-auto.pdf>
- Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *CARGAS (NO SÍSMICAS) NEC-SECG* (M. Dirección de Comunicación Social (ed.)).

- Morales, M. C. (2013). *Biología y Geología en el IES Arucas-Domingo Rivero*. <https://www3.gobiernodecanarias.org/medusa/ecoblog/mcalmor/2013/05/15/el-ruido-en-la-escuela/>
- Muñoz. (2021). *Estructuras en acero y mixtas acero-concreto*. <https://infobasicingcivil.blogspot.com/2018/07/estructuras-en-acero-y-mixtas-acero.html>
- Muñoz, C., & Quiroz, F. (2014). Análisis de Ciclo de Vida en la determinación de la energía contenida y la huella de carbono en el proceso de fabricación del hormigón premezclado. Caso estudio planta productora Región del Bío Bío, Chile. *Habitat Sustentable*, 4(0719–0700), 16–25. <http://revistas.ubiobio.cl/index.php/RHS/article/view/447/410>
- Navas de García, A., Reyes, R., & Galván, L. (2015). Impactos ambientales asociados con el proceso de producción del concreto. *Enfoque UTE*, 6, 67–80. <https://doi.org/https://doi.org/10.29019/enfoqueute.v6n4.79>
- NEC-SE-DS. (2014). *Peligro sísmico, diseño sismoresistente*.
- NOAA, (National Centers for Environmental Information). (2021). *Datos climáticos promedio Samborondón*. <https://www.ncei.noaa.gov/>
- Quinde Pablo, & Reinoso Eduardo. (2006). Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca. *Scielo*.
- Rivadeneira, F., Segovia, M., & Egres, J. (2007). <https://www.igepn.edu.ec/publicaciones-para-la-comunidad/comunidad-espanol/35-breves-fundamentos-sobre-los-terremotos-en-> (Corporación Editora Nacional (ed.)). <https://www.igepn.edu.ec/publicaciones-para-la-comunidad/comunidad-espanol/35-breves-fundamentos-sobre-los-terremotos-en-el-ecuador/file>
- Rojas Lopez, M. D., & Arenas Giraldo, J. J. (2008). Comparación técnico-financiera del acero estructural y el hormigón armado. *DYNA (Colombia)*, 75(155), 47–56.
- Roberto Meli. (2002). *Diseño estructural* (2nd ed.). Limusa.
- Roldós Murillo, F. J. (2018). *Evaluación y comparación del factor de seguridad contra la licuación para un proyecto de la Isla Mocolí ubicado en el Cantón Samborondón, utilizando metodologías para ensayos de penetración estándar (SPT), ensayo de penetración de cono (CPT) y pruebas geo*. Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.
- Santillán Palacios, D. (2016). *Impacto ambiental de la producción de acero*. <https://es.slideshare.net/deborahsantillanpalacios/impacto-ambiental-del-la-produccion-de-acero>
- Silva, O. (2020). *Ventajas y usos más frecuentes de los sistemas combinado y dual*. <https://www.360enconcreto.com/blog/detalle/usos-frecuentes-sistemas-combinado-y-dual>
- Velez Casanova, M. (2015). *Categorización ambiental nacional de proyectos, obras o actividades*. <https://www.legalecuador.com/es/publicaciones/categorizacion-ambiental-nacional-de-proyectos-obras-o-actividades>

PLANOS Y ANEXOS

ANEXO A1

REVISIONES DE DISEÑO

Cargas de diseño

Para realizar un correcto análisis y diseño estructural es fundamental determinar lo más aproximadamente posible las acciones que la edificación soportara la estructura para eso la NEC-15 en dos capítulos: NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas) y NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sismo resistente, especifica procedimientos y valores para la determinación de cargas.

Cargas no sísmicas

Cargas Muertas

Son debidas a elementos estructurales y no estructurales que se encuentran fijos en la edificación, en base a las especificaciones del proyecto y de la NEC SE CG se determinaron las siguientes cargas.

Tabla 6.1 Pesos específicos materiales(Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

PESOS ESPECIFICOS		
Descripción	Valor	Unidad
Hormigón Armado	2400	kg/m ²
Hormigón Simple	2200	kg/m ³
Acero Estructural	7860	kg/m ⁴

Tabla 6.2 pesos de los materiales a emplear en el proyecto proporcionados por el cliente
(Cevallos & Ching, 2021)

PISOS		
Descripción	Valor	Unidad
Peso mortero	2200	kg/m ³
espesor mortero	0,015	m
Peso cerámico	6	kg
Espesor cerámico	3	mm
Área cerámica	0,09	m ²
Total	100	kg/m ²

Tabla 6.3 Peso tumbado otorgado por el cliente (Cevallos & Ching,2021)

TUMBADO		
Descripción	Valor	Unidad
Gypsum fijado a perfiles de aluminio	20	

Total	20	kg/m ²
--------------	----	-------------------

Tabla 6.4 Peso equipos de climatización otorgaos por el cliente (Cevallos & Ching, 2021)

EQUIPOS DE CLIMATIZACIÓN		
Descripción	Valor	Unidad
Unidad Condensadora 36000 btu	89	kg
Número de unidades	35	und

Tabla 6.5 Peso instalaciones (Cevallos & Ching,2021)

TUBERIAS AASS		
Descripción	Valor	Unidad
2"	0,53	kg/m
4"	1,57	kg/m
TUBERIAS AASS		
Descripción	Valor	Unidad
2"	0,53	kg/m
4"	1,57	kg/m
TUBERIAS AASS		
Descripción	Valor	Unidad
2"	0,53	kg/m
4"	1,57	kg/m
Total	9	kg/m ²

Tabla 6.6 Peso losa colaborante (Asesco,2020)

Losa colaborante		
Descripción	Valor	Unidad
espesor deck	0.65	mm
Separación Apoyos	1.5	mm
Total	183.73	kg/m ²

Cargas Vivas

Son aquellas que se generan debido al uso de la edificación, son ocasionadas por el tránsito de personas, equipos, mobiliario y accesorios temporales. (citar nec SECg)

La magnitud de la carga viva varía según el uso, para centros educativos la norma da los siguientes valores:

INSITUACIONES EDUCATIVAS		
Descripción	Valor	Unidad
Aulas	204	kg/m ²
Corredor niveles superiores	408	kg/m ²
Corredor niveles 1	490	kg/m ²
Cubierta	71	kg/m ²

(CITAR NEC SE CG)

Cargas Sísmicas

Espectro de Respuesta

Para construir el espectro de respuesta se necesita de varios factores sísmicos como el valor de aceleración esperado en roca o factor de zona y varios factores de comportamiento del suelo que dependen del tipo de perfil de suelo.

Zonificación sísmica y factor de zona Z

El factor z representa la aceleración esperada en roca expresado como fracción de la gravedad para el 10% de excedía para un periodo de retorno de 50 años, este factor depende la ubicación donde se llevara a cabo el proyecto, el cantón Samborondón tiene un factor de zona de $z=0.35$. (NEC-SE-DS, 2014)

SAN LORENZO	(PROGRESO)	GUAYAQUIL	GUAYAS	0.50
SAN CAMILO	GUAYAS (PUEBLO NUEVO)	EMPALME	GUAYAS	0.35
SAN JACINTO DE YAGUACHI	SAN JACINTO DE YAGUACHI	SAN JACINTO DE YAGUACHI	GUAYAS	0.35
MARISCAL SUCRE	MARISCAL SUCRE (HUAQUES)	MILAGRO	GUAYAS	0.35
LORENZO DE GARAICOA	CRNEL. LORENZO DE GARAICOA	SIMON BOLIVAR	GUAYAS	0.35
SANTO DOMINGO	SIMON BOLIVAR	SIMON BOLIVAR	GUAYAS	0.35
SAMBORONDON	SAMBORONDON	SAMBORONDON	GUAYAS	0.35
GENERAL VERNAZA	GRAL. VERNAZA (DOS ESTEROS)	SALITRE	GUAYAS	0.35
MATA DE CACAO	CRNEL. LORENZO DE GARAICOA	SIMON BOLIVAR	GUAYAS	0.35
VELASCO IBARRA	VELASCO IBARRA (CAB. EL EMPALME)	EMPALME	GUAYAS	0.35

Factores de comportamiento de suelo

Según el informe geotécnico (ver anexos) se sugiere usar un perfil de suelo tipo E para el análisis de la estructura, luego de determinado el tipo de suelo se procede a determinar los factores de comportamiento:

- F_a = Factor de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.
- F_d = factor de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca.
- F_s = Factor de comportamiento no lineal de los suelos.

Categoría de edificio

De acuerdo al capítulo De peligro de la NEC (NEC SE DS) las unidades educativas son catalogadas como estructuras de ocupación especial, dándole un coeficiente de importancia de 1.3, este aumenta la demanda sísmica del edificio con la finalidad de reducir el impacto del sismo para que esta se mantenga operable.

Tabla 6.7 Coeficiente de importancia edificaciones (NEC-SE-DS, 2014)

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Coeficientes de configuración estructural

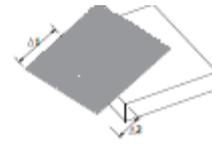
Según la NEC SE DS las estructuras que contengan irregularidades que pueden ser en planta o elevación, deben ser castigadas con coeficientes que aumenten la demanda para poder compensar el desempeño inadecuado que podrían tener ante fuerzas sísmicas.

Tipo 1 - Irregularidad torsional

$$\phi_T=0.9$$

$$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$$

Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.



Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_T=0.9$

$$A > 0.15B \text{ y } C > 0.15D$$

La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.



Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso

$$\phi_T=0.9$$

a) $C \times D > 0.5A \times B$

b) $[C \times D + C \times E] > 0.5A \times B$

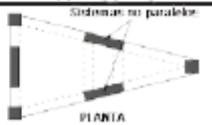
La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.



Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos

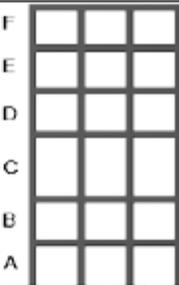
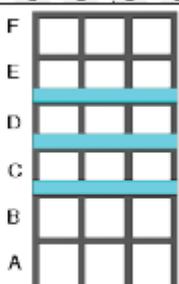
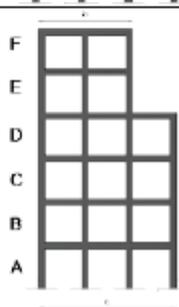
$$\phi_T=0.9$$

La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.



Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.

Coefficientes de irregularidad en planta (NEC-SE-DS, 2014)

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{lr}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_o Rigidez $< 0.80 \frac{(K_o + K_e + K_p)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{lr}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{lr}=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

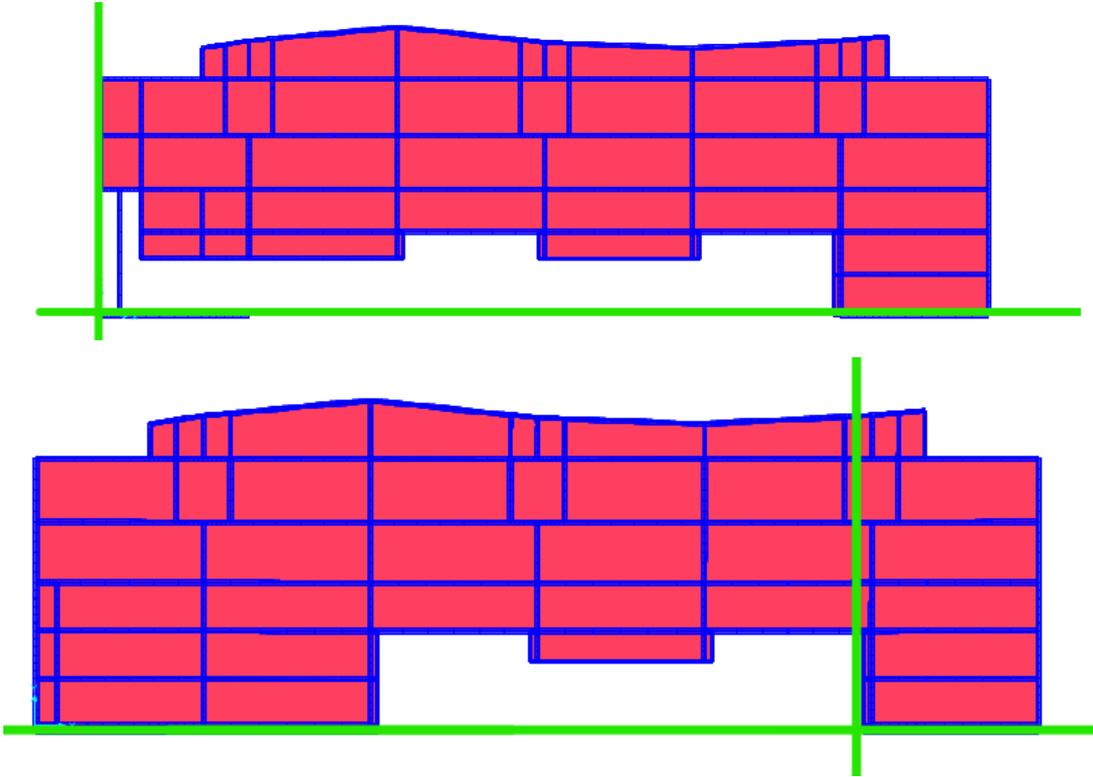
Coeficientes de irregularidad en elevación (NEC-SE-DS, 2014)

En base a los datos geométricos de la estructura se determina que esta presenta irregularidades TIPO2 y TIPO 1 por lo tanto se tienen que penalizar con un coeficiente de irregularidad de 0.9 para cada caso

Irregularidades en Planta

Caso 2 y 3

La estructura presenta irregularidad tipo 2 tanto en su segunda y primera planta debido a un retroceso excesivos cerca de sus esquinas.



Irregularidades en planta en el proyecto bloque EGB (Cevallos & Ching,2021)

GEOMETRIA PLANTA		
B	61.2	m
D	16.4	m
AREA PLANTA	1003.68	m ²

Tabla 6.8 Geometría de planta (Cevallos & Ching, 2021)

PLANTA 1		
A	30.6	m
C	5.5	m
AREA ENTRANTE	168.3	m ²
IRREGULARIDAD TIPO 2		
A>0.15B	IRREGULAR	0.9
C>0.15D		
IRREGULARIDAD TIPO 3		
AREA ENTRANTE >0.5AXC	REGULAR	1

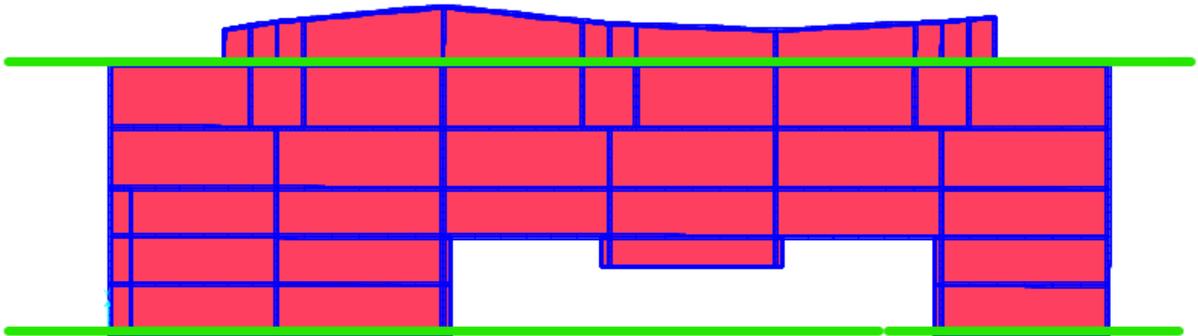
PLANTA 2		
A	51	m
C	8.77	m

AREA ENTRANTE	250	m2
IRREGULARIDAD TIPO 2		
A>0.15B	IRREGULAR	0.9
C>0.15D		
IRREGULARIDAD TIPO 3		
AREA ENTRANTE >0.5AXC	REGULAR	1

Caso 1

Para la revisión de torsión se toma las deformaciones de dos ejes paralelos de la estructura debido a cargas laterales, sus deformaciones se promedian y se multiplican por 1.2, si las deformaciones son mayores a la promediada, la estructura de acuerdo a la norma tiene una irregularidad en planta de tipo 1 y debe ser penalizada con un factor de 0.9.

$$\Delta_{maxima} \leq 1.2 * \frac{(\Delta_{eje1} + \Delta_{eje2})}{2}$$



De acuerdo a las tablas de resultado para las plantas no existe irregularidad de tipo 1

Revisión Torsión dirección XX			
	Deriva		$1.2(\Delta_1 + \Delta_2)/2$
	EJE1 Δ_1	EJE2 Δ_2	
1	0.0005	0.0004	0.0006
2	0.0010	0.0010	0.0012
3	0.0043	0.0009	0.0031

Revisión Torsión dirección YY			
	Deriva		1.2(Δ1+Δ2)/2
	EJE1 Δ1	EJE2 Δ2	
1	0.0003	0.0003	0.0003
2	0.0003	0.0004	0.0004
3	0.0004	0.0004	0.0005

Coefficiente de irregularidad en planta

Una vez identificadas las irregularidades se procede a calcular el coeficiente de irregularidad en planta conforme a la sección 5.2.3 literal b donde:

$$O_P = O_{PA} \times O_{PB}$$

Dónde

O_P Coeficiente de regularidad en planta

O_{PA} Mínimo valor O_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3

O_{PB} Mínimo valor O_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4

O_{Pi} Coeficiente de configuración en planta

$$\phi_P = \phi_{PA}$$

$$\phi_P = \phi_{P2} * \phi_{P2}$$

$$\phi_P = 0.9 * 0.9$$

$$\phi_P = 0.81$$

Irregularidades en elevación

Caso 1

Para la revisión de irregularidades de tipo 1 calculamos la rigidez lateral de los elementos de la planta que conforman el sistema resistente ante fuerzas laterales que incluyen columnas y muros estructurales, mediante la siguiente expresión

$$k = \frac{12 EI}{L^3}$$

Donde:

E= modulo elástico del material (kgf/m²)

I = inercia de la sección del elemento (m⁴)

L= Longitud del elemento (m)

Tipo 1 Piso Flexible

Piso 1		
Numero de columnas C30X55		23
Inercia columna C30X55 (m ⁴)		0.0042
L (m)		4.38
Numero de muros M20X760		4
L (m)		4.38
Inercia muro (m ⁴)		10.97
Numero de muros M20X370		3
L (m)		4.38
Inercia muro (m ⁴)		1.266

Rigidez Lateral piso	6.8252145	
----------------------	-----------	--

Piso 2		
Numero de columnas C30X55		23
Inercia columna C30X55 (m ⁴)		0.0042
L (m)		4.2
Numero de muros M20X760		4
L (m)		4.2
Inercia muro (m ⁴)		10.97
Numero de muros M20X370		3
L (m)		4.2
Inercia muro (m ⁴)		1.266

Rigidez Lateral piso	7.7408877	
----------------------	-----------	--

Relación Rigidez de Pisos 1/2		88.17%
--	--	--------

La diferencia entre la rigidez del piso 1 y 2 no difiere en menos del 80% indicado por la normativa por lo tanto no se penaliza la irregularidad en planta para el caso 1:

Caso 2

Para el caso 2 se analiza la distribución de masa en los pisos donde la relación de masas entre el nivel 1 y 2 de la estructura varía en un 114%, por lo tanto, no existe penalización al ser la masa del entrepiso superior menor a la masa del inferior.

Tipo 2 Distribución de masa		
Piso 1		
Masa piso 1	511.28	Toneladas
Piso 2		
Masa piso 2	448.56	Toneladas
Relación masa Piso 1/2		114%

Coefficiente de irregularidad en elevación

Una vez identificadas las irregularidades se procede a calcular el coeficiente de irregularidad en elevación conforme a la sección 5.2.3 literal b donde:

$O_E = O_{EA} \times O_{EB}$	
Dónde:	
O_E	Coefficiente de regularidad en elevación
O_{EA}	Mínimo valor O_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; O_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1
O_{EB}	Mínimo valor O_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; O_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3
O_{Ei}	Coefficiente de configuración en elevación

$$\phi_E = \phi_{EA} * \phi_{EB}$$

$$\phi_E = \phi_{E1} * \phi_{E2}$$

$$\phi_E = 1 * 1$$

$$\phi_E = 1$$

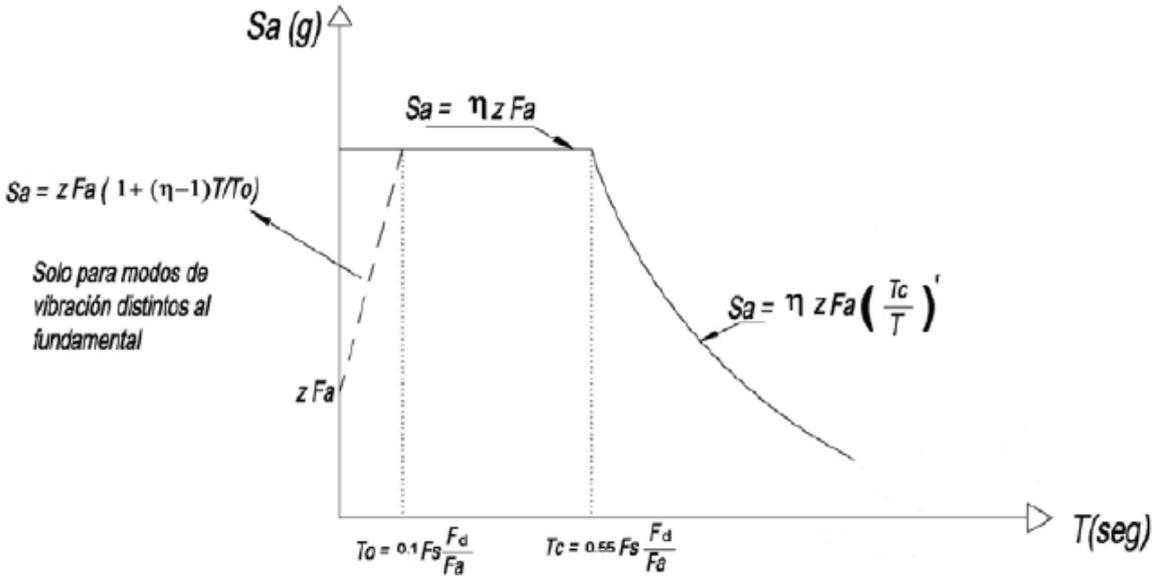
Ductilidad y reducción de resistencia sísmica R

La normativa ecuatoriana nos permite reducir la demanda sísmica en su sección 6.3.4, siempre y cuando sus elementos estructurales y conexiones estén detallados para que puedan formar mecanismos dúctiles de disipación de energía, en el capítulo de peligro sísmico NEC SE DS en la tabla 15 indica valores sugeridos de reducción de resistencia.

Sistemas Estructurales Dúctiles		R
Sistemas Duales		
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).		8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.		8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).		8
Sistemas Estructurales Dúctiles		R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.		7
Pórticos resistentes a momentos		
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.		8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.		8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.		8
Otros sistemas estructurales para edificaciones		
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.		5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.		5

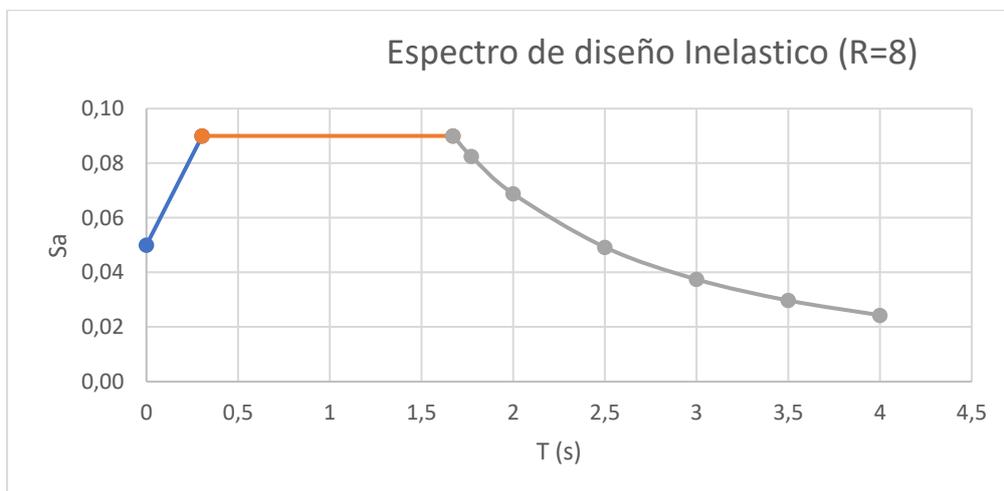
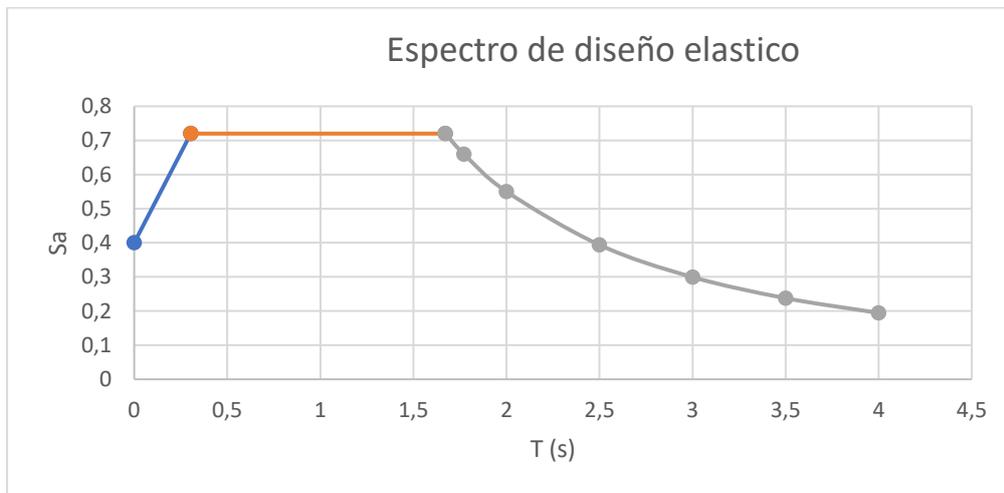
Espectros de respuesta

En base a los parámetros determinados anteriormente, se procedió a la construcción del espectro de respuesta acorde a lo establecido en la sección 3.3 Componentes horizontales de la carga sísmica: espectros elásticos de diseño de la NEC SE DS, el espectro de respuesta muestra la aceleración expresada como fracción de la gravedad para cualquier valor de periodo.



Tipo de Suelo	E	
	Aceleración esperada en Roca	Z
Relación entre $S_a(t=1)$ y PGA	n	1.8
Factor ubicación Geográfica	r	1.5
Factores de amplificación dependientes del tipo de Suelo	F_a	1
	F_d	1.6
	F_s	1.9
Periodos limites en el espectro de aceleraciones	T_0	0.304
	T_c	1.672

Espectros de diseño



Cortante Basal

Estimación del periodo fundamental de vibración

Como estimación inicial se emplea la formula del método 1, que se encuentra en la sección 6.3.3 de la NEC SE DS donde:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Dónde:

C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T Periodo de vibración

Tipo de estructura	C _t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

ct	0.055	
hn	13.78	m
alfa	0.75	
T	0.39	s

La estimación inicial da un periodo da un valor de 0.39 segundos, sin embargo, en el literal C de la sección 6.3.3 indica que el periodo fundamental debe ser calculado mediante el método 2 o un análisis modal, se elige el segundo debido a la irregularidad de la estructura dando como resultado un periodo 0.18 segundos

El cortante basal se lo calcula de acuerdo con la formula indicada en la sección 6.3.2

$$V = \frac{I * Sa * R}{R * \varphi_p * \varphi_e} * W$$

$$Cs = \frac{I * Sa * R}{R * \varphi_p * \varphi_e}$$

Donde :

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_P \phi_E} W$$

Dónde

$S_a(T_a)$	Espectro de diseño en aceleración; véase en la sección [3.3.2]
ϕ_P y ϕ_E	Coefficientes de configuración en planta y elevación; véase en la sección [5.3]
I	Coefficiente de importancia; se determina en la sección [4.1]
R	Factor de reducción de resistencia sísmica; véase en la sección [6.3.4]
V	Cortante basal total de diseño
W	Carga sísmica reactiva; véase en la sección [6.1.7]
T_a	Periodo de vibración; véase en la sección [6.3.3]

El coeficiente sísmico nos da como resultado 0.144, para obtener el cortante basal basta con multiplicarlo por la masa sísmica reactiva W que para la tipología estructural del proyecto corresponde al 100 por ciento de la carga muerta de acuerdo con la sección 6.1.7 de la NEC-SE-DS, que se determina en el programa una vez definido materiales y secciones.

Variable	Valor	Unidad
T	0.18	s
Sa	0.72	
Cs	0.144	

OutputCase	CaseType Text	StepType Text	StepNum Unitless	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf	GlobalFZ Tonf	GlobalMX Tonf-m	GlobalMY Tonf-m	GlobalMZ Tonf-m	GlobalX m
DEAD	LinStatic			-6.484E-14	-5.647E-13	2108.7042	19681.17873	-64721.547	-1.685E-11	0

De acuerdo con los datos del programa la estructura tiene un peso aproximado de 2108 Toneladas.

Predimensionamiento de los elementos

Para cada uno de los elementos se emplearon cálculos que faciliten las dimensiones mínimas que debe cumplir para evitar deformaciones excesivas, deflexiones, fallas por corte, entre otros.

Viga

Las vigas tendrán una dimensión previa de 60cmx50cm.

Muro

El muro tiene un espesor de 30cm, y se extiende a lo largo de las posiciones establecidas.

Columnas

Se hace una diferenciación en base a la posición de las columnas

Centrales rectangulares: 30cm x 55cm

Central circular: 40cm

Esquineras: 30cm x 30cm

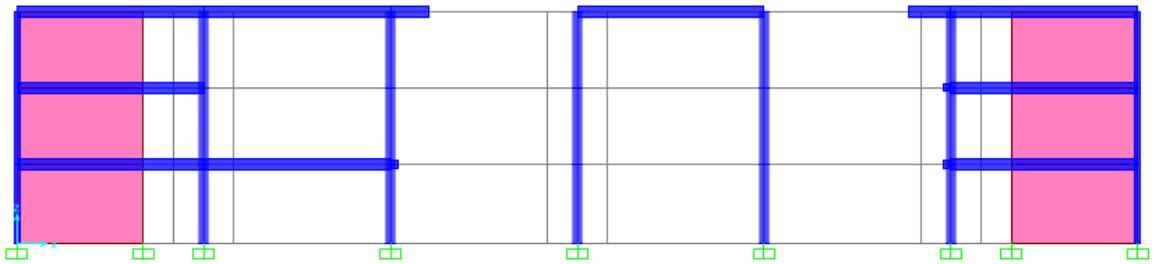
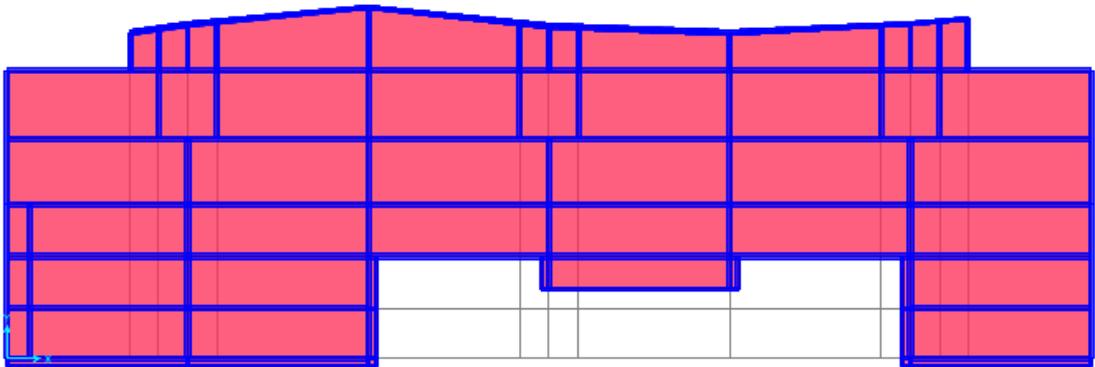
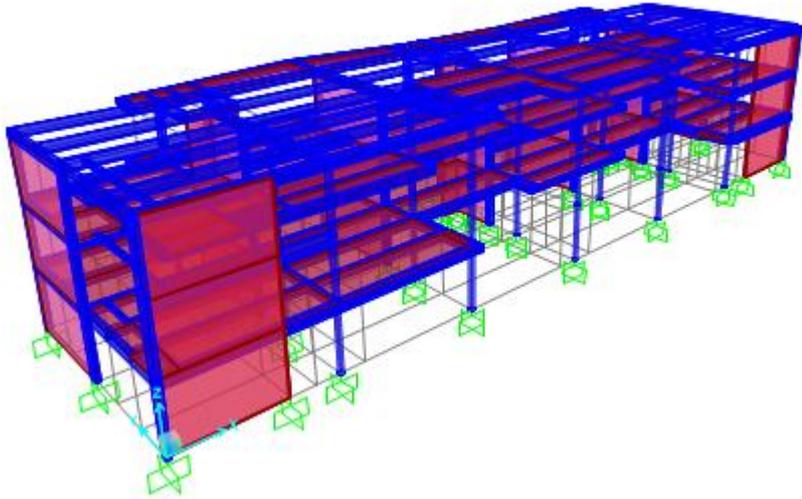
Losa

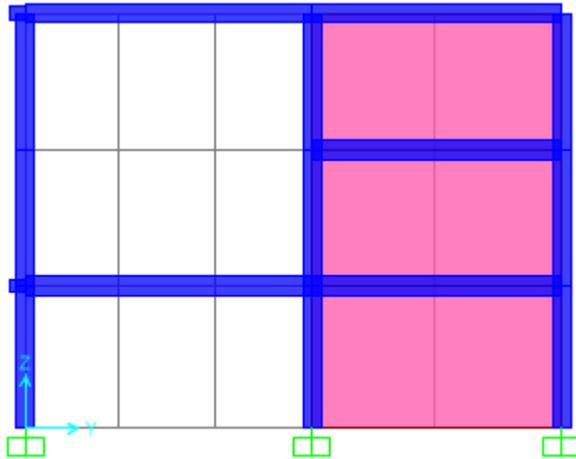
Análisis de la edificación

Modelación

La modelación de la edificación se llevó a cabo en el programa SAP2000 Versión 20, teniendo las dimensiones estimadas de los elementos estructurales se procedió a:

- Definir Materiales
- Definir Geometría
- Definir Secciones
- Definir Casos de carga Y combinaciones
- Asignación de cargas: muerta, viva, viva de techo.
- Establecer casos de carga para sismo estático y dinámico





Análisis dinámico: Modal Espectral

Participación de masas

De acuerdo con la norma en el análisis modal se deberá incluir todos los modos hasta alcanzar como mínimo el 95% de participación de masas para las direcciones principales de análisis, para la edificación del proyecto se alcanzó la participación de masas en el modo número 157 debido a la configuración irregular de la edificación.

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless
MODAL	Mode	148	0.025815	1.725E-06	1.031E-06	1.709E-06	0.963911	0.93313	0.456173	8.197E-07
MODAL	Mode	149	0.025269	0.000527	3.6E-05	0.003312	0.964437	0.933167	0.459485	0.005029
MODAL	Mode	150	0.02492	8.569E-06	4.171E-06	0.000102	0.964446	0.933171	0.459587	0.000261
MODAL	Mode	151	0.024743	0.0001	1.3E-05	5.3E-05	0.964546	0.933184	0.45964	0.000152
MODAL	Mode	152	0.024632	3.458E-07	2.4E-05	0.000259	0.964546	0.933208	0.459899	0.000133
MODAL	Mode	153	0.024504	1.1E-05	1.323E-09	2.793E-06	0.964557	0.933208	0.459902	4.196E-06
MODAL	Mode	154	0.024117	3.542E-06	3.242E-06	1.982E-07	0.964561	0.933211	0.459902	2.76E-06
MODAL	Mode	155	0.023819	0.015992	0.004386	0.002808	0.980553	0.937597	0.46271	0.008459
MODAL	Mode	156	0.023692	9.9E-05	7.891E-06	0.057077	0.980652	0.937605	0.519787	0.007063
MODAL	Mode	157	0.023403	0.000922	0.015187	0.036142	0.981575	0.952792	0.555929	0.004829

Ajuste cortante basal

Una vez realizado el análisis dinámico y estático el cortante basal dinámico debe ser corregido y escalado en base al cortante basal estático donde este no debe ser menor al 85% del estático de acuerdo a la sección 6.2.2.b de la NEC-SE-DS.

Del programa obtenemos los valores del cortante basal tanto del caso dinámico como estático para ambas direcciones, al ser el cortante dinámico menor al 85 por ciento del estático menor, se procede a determinar la escala y aplicar la respectiva corrección en el software.

El factor de ajuste se lo calcula relacionado el cortante basal estático y dinámico mediante la siguiente expresión:

$$Factor = \frac{0.85 * Sismo_{estatico}}{Sismo_{dinamico}}$$

CORTANTE BASAL SISMO ESTATICO		
Variable	Valor	Unidad
SX	172.7647	Ton
SY	172.7647	Ton

CORTANTE BASAL SISMO DINAMICO		
Variable	Valor	Unidad
SX	88.5286	Ton
SY	91.9025	Ton

FACTOR DE CORRECIÓN	
FX	1.66
FY	1.60

Control de la deriva de piso

El objetivo de la revisión de las derivas es de minimizar daños y velar por la integridad estructural, el valor máximo de deriva viene dado por la NEC-SE-DS en su sección 4.2.2

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

La deriva se calcula de acuerdo con lo que estipula la NEC-SE-DS en su sección 6.3.9 donde:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Dónde:

Δ_M Deriva máxima inelástica

Δ_E Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R Factor de reducción de resistencia (véase la sección [6.3.4](#))

En la siguiente tabla se presentan los valores de deriva de los entrepisos, como se puede observar en los resultados para ambas direcciones la deriva de los pisos no supera el valor límite de la normativa de 0.02 por lo tanto cumple con lo requerido.

DERIVAS EN X				
EJE 1				
	h1	d	deriva elástica	deriva inelástica
1	4.38	0.0004	0.009%	0.055%
2	4.2	0.0011	0.017%	0.100%
3	4.2	0.0041	0.071%	0.429%
EJE 2				
	h1	d	deriva elástica	deriva inelástica
1	4.38	0.0003	0.01%	0.04%
2	4.2	0.001	0.02%	0.10%
3	4.2	0.0016	0.01%	0.09%

DERIVAS EN Y				
EJE 1				

	h1	d	deriva elástica	deriva inelástica
1	4.38	0.0002	0.005%	0.027%
2	4.2	0.0004	0.005%	0.029%
3	4.2	0.0007	0.007%	0.043%
EJE 2				
	h1	d	deriva elástica	deriva inelástica
1	4.38	0.0002	0.005%	0.027%
2	4.2	0.0005	0.007%	0.043%
3	4.2	0.0008	0.0%	0.043%

Efectos de segundo orden P-Δ y índice de estabilidad Qi

La norma establece que se tienen que realizar chequeos de estabilidad para poder incluir o excluir efectos de segundo orden, estos efectos de segundo orden son debidos a deformaciones que inducen fuerzas que bajo análisis lineales no pueden ser estimados, es por esto que a continuación se revisa el índice de estabilidad Qi

La NEC-SE-DS nos presenta la siguiente expresión para el cálculo del índice Qi para cada nivel.

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

Dónde:

Qi Índice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

Pi Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i

Δi Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

Vi Cortante sísmico del piso i

hi Altura del piso i considerado

Como restricción para cada piso se tiene que tener un índice Qi menor a 0.3, los efectos de segundo orden se pueden despreciar si el índice Qi es menor a 0.15.

En la siguiente tabla se presentan el cálculo del coeficiente Q_i para cada nivel, para ambas direcciones se obtiene valores inferiores a 0.15 por lo tanto se desprecian efectos de segundo orden en la estructura.

INDICE DE ESTABILIDAD Q EN X					
i	Pi	deriva i	Vi	hi	Qi
1	2659	0.004	155	4.38	0.02
2	1498	0.0012	128	4.2	0.00
3	475	0.0054	71	4.2	0.01

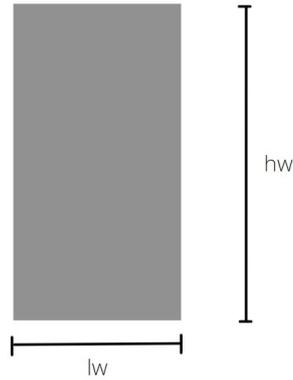
INDICE DE ESTABILIDAD Q EN Y					
i	Pi	deriva i	Vi	hi	Qi
1	2659	0.0002	155	4.38	0.001
2	1498	0.0004	126	4.2	0.001
3	475	0.0008	71	4.2	0.001

ANEXO A2

Diseño de muro

DISEÑO DE MURO

Datos geométricos



Ancho del muro	$lw := 8.1 \text{ m}$
número de niveles	$n := 2$
Altura por nivel	$hn := 4.38 \text{ m}$
Altura total	$hw := 12.78 \text{ m}$
recubrimiento	$rc := 5 \text{ cm}$
Altura útil de sección	$d := lw - rc = 8.05 \text{ m}$

a) Espesor del muro [ACI 318-14 11.3.1.1] y ACI R18.10.1

$$bw1 := 10 \text{ cm}$$
$$bw2 := \frac{lw}{25} = 0.324 \text{ m}$$
$$bw3 := \frac{hn}{25} = 0.175 \text{ m}$$

$$bw := \max(bw1, bw2, bw3) = 0.324 \text{ m}$$

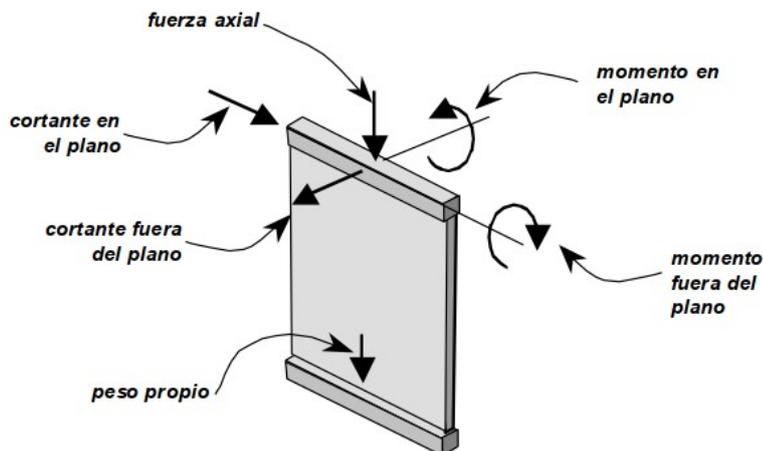
$$bw := 30 \text{ cm}$$

Relación de esbeltez $\frac{hn}{bw} = 14.6$

Se recomienda que sea menor que 16 pero para edificios menores de 6m puede ser menor que 20

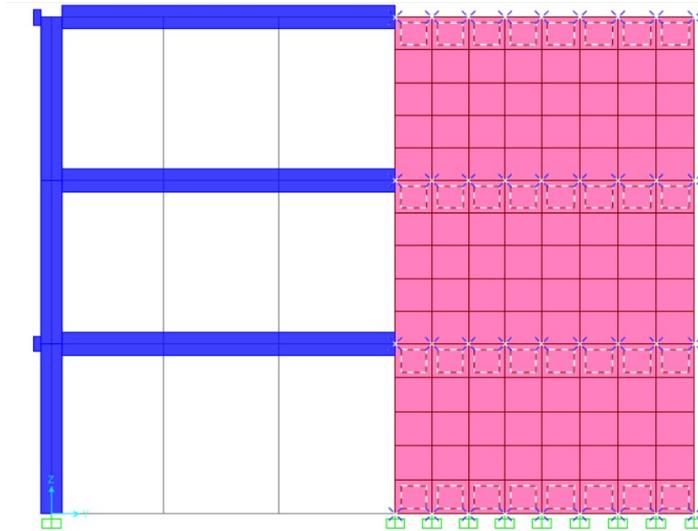
2. Datos de cargas

Las cargas se presentan tal como se muestran en la figura R11.4.1.3 de [ACI 318-14 11.4.1.3]

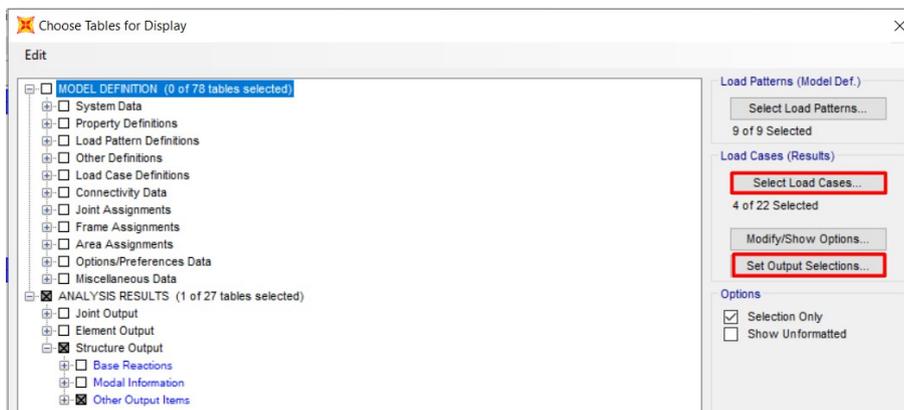
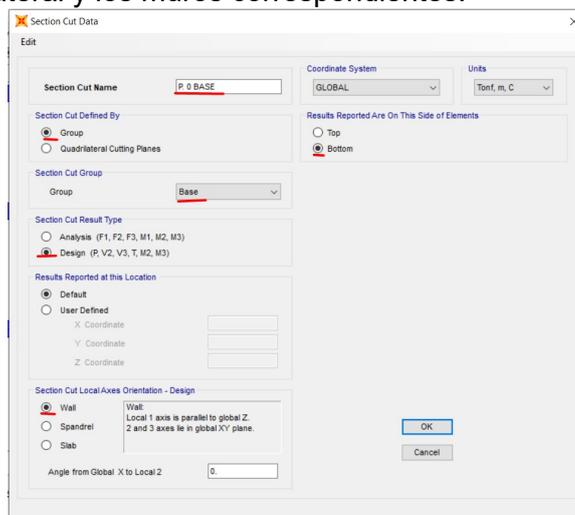
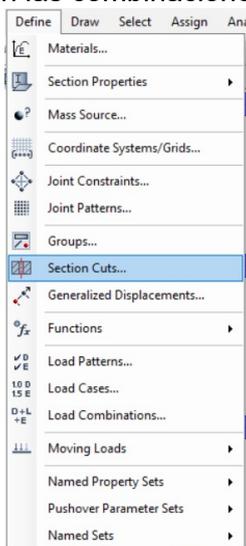


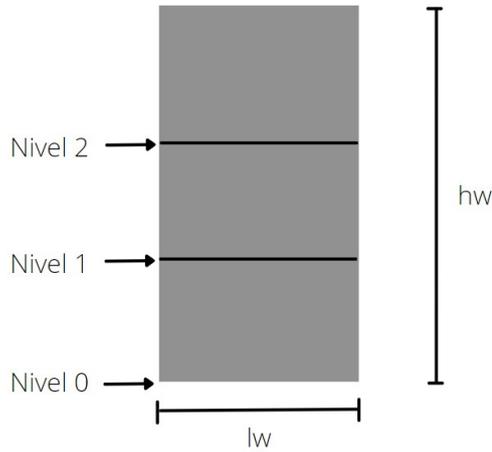
Se toma las solicitaciones en la base del muro, en la parte inferior de cada nivel. La base del muro es el punto más crítico y es donde se enfocará el diseño, sin embargo con las solicitaciones en los demás niveles se busca conocer el refuerzo en toda la altura.

Respecto a las cargas, se deben seleccionar combinaciones de carga que afecten al muro en el eje lateral. Para poder obtener estas cargas es necesario realizar secciones de corte al muro. Para esto, dividimos al muro en pequeños paños en la sección de Edit, divide.



Se añade cada uno de estos niveles a un grupo diferente. y con esto en Section Cut se va creando un corte diferente para cada uno de los niveles. Una vez culminado ese proceso, en Tablas se exporta con las combinaciones de carga lateral y los muros correspondientes.





	Momento	Corte	Carga axial de comp
	tonnef*m	tonnef	tonnef
Nivel 0	272,41	36,19	158,41
Nivel 1	196,83	21,43	139,16
Nivel 2	104,38	12,5	74,36

3 Diámetros y áreas de barras

$$d_{b10} := 0.953 \text{ cm} \quad A_{b10} := 0.713 \text{ cm}^2$$

$$d_{b12} := 12.7 \text{ mm} \quad A_{b12} := 1.267 \text{ cm}^2$$

$$d_{b16} := 15.9 \text{ mm} \quad A_{b16} := 1.979 \text{ cm}^2$$

$$d_{b18} := 18 \text{ mm} \quad A_{b19} := 2.85 \text{ cm}^2$$

$$d_{b22} := 22.23 \text{ mm} \quad A_{b22} := 3.879 \text{ cm}^2$$

4 Materiales

Resistencia hormigón

$$f'c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo elasticidad concreto

$$Ec := 15100 \cdot \sqrt{\frac{f'c \cdot \text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 252671.328 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Deformación última del concreto

$$\varepsilon_{cu} := 0.003$$

Peso específico hormigón armado

$$\gamma_c := 2500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } f'c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & = 0.85 \\ \parallel 0.85 \\ \text{else if } f'c \leq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & \\ \parallel 0.85 - 0.1 \cdot \frac{f'c - 280}{140} \\ \text{else if } f'c > 560 & \\ \parallel 0.65 \end{cases}$$

Acero

Esfuerzo fluencia acero

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de elasticidad acero

$$E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Deformación cedente del acero

$$\varepsilon_y := 0.002$$

Deformación mínima del acero para falla controlada por tracción

$$\varepsilon_{s.min} := 0.005$$

Factor de sobrerresistencia del acero

$$\alpha := 1.25$$

5 Verificación del comportamiento del muro [ACI 318-14 11.5.4.1]

Se revisa la relación de esbeltez del muro procurando que tenga un comportamiento a flexión

$$\frac{hw}{lw} = 1.578$$

$$\text{if} \left(\frac{hw}{lw} > 2, \text{“Muro a flexión”}, \text{“Muro a corte”} \right) = \text{“Muro a corte”}$$

6 Número de capas de refuerzo a colocar

Concreto	Composición de los agregados	λ
Todos livianos	Fino: ASTM C330M Grueso: ASTM C330M	0.75
Liviano, mezcla fina	Fino: Combinación de ASTM C330M y C33M Grueso: ASTM C330M	0.75 a 0.85
Arena, liviana	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C330M	0.85
Arena, liviana, mezcla gruesa	Fino: ASTM C33M Grueso: Combinación de	0.85 a 1.00
Peso normal	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C33M	1.00

tabla 19.2.4 ACI-318-14

$$\lambda := 1$$

Área gruesa sección del muro

$$A_{cw} := lw \cdot bw = 2.43 \text{ m}^2$$

si se cumple alguna de estas condiciones, debe usarse 2 capas de acero

$$V_u > 0.53 \cdot A_{cv} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \quad \text{ó} \quad \frac{h_w}{l_w} > 2$$

$$\#capas := \text{if} \left(V_u > 0.53 \cdot A_{cw} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}, 2, \text{if} \left(\frac{hw}{lw} > 2, 2, 1 \right) \right) = 1$$

Número de capas elegido

$$\#capas := 2$$

Se necesita una sola capa de acero de refuerzo, sin embargo se debe verificar si es necesario el uso de miembros de borde; de ser así el acero de refuerzo se dispondrá en dos capas paralelas debido a la necesidad de armar las áreas de confinamiento.

7 Cuantía mínima del acero longitudinal

Se debe considerar una cuantía mínima de 0.0025 en ambas direcciones a no ser que se cumpla que

$$V_u < 0.27 \cdot A_{cv} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}$$

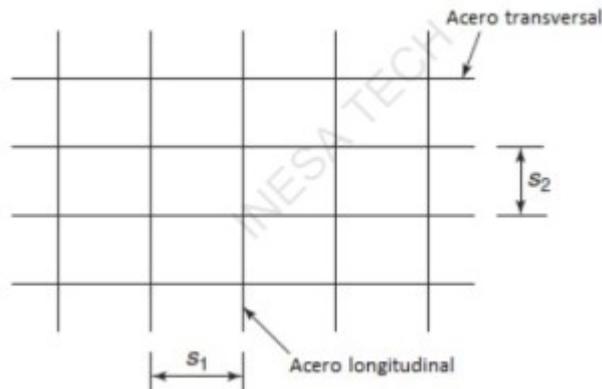
Si esto se cumple, se pueden reducir a muros no sismoresistentes. Como vivimos en un país sísmico, se obvia esta consideración.

Cuantía mínima longitudinal

$$\rho_{lmin} := 0.0025$$

Cuantía mínima transversal

$$\rho_{tmin} := 0.0025$$



8 Descripción del acero longitudinal

Se predimensiona con un acero longitudinal uniformemente distribuido, que permita cumplir con los parámetros de acero mínimo y acero máximo

La separación se revisa por medio de los lineamientos de [ACI 318-14 11.7.2]

Diámetro de barras longitudinales

$$db := d_{b16} = 0.016 \text{ m}$$

Área de acero propuesto por barra

$$A_{sl} := \frac{db^2}{4} \cdot \pi = 1.986 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento longitudinal esperado

$$esp := 20 \text{ cm}$$

Número de barras por capa

$$N_{bc} := \frac{lw - 2rc}{esp} + 1 = 41$$

Recubrimiento

$$rc = 0.05 \text{ m}$$

Separación propuesta de barras longitudinales

$$s1 := \frac{lw - 2rc}{N_{bc} - 1} = 0.2 \text{ m}$$

Separación máxima normativa [ACI 318-14 11.7.2.1]

$$smax := \min(45 \cdot cm, 3bw)$$

Verificación de espaciamento

$$cumple := \text{if}(s1 < smax, \text{"Ok"}, \text{"Disminuir separación"})$$
$$cumple = \text{"Ok"}$$

Las cuantías de refuerzo en el alma no deben ser menores que 0.0025 [ACI 318-14 18.10.2.1]

Área gruesa del muro	$Acw = 24300 \text{ cm}^2$
Cuantía mínima en la sección del muro	$\rho_{lmin} = 0.0025$
Cuantía máxima en la sección del muro	$\rho_{max} := 0.02$
Número de barras	$Nb := Nbc \cdot \#capas = 82$
Cuantía real generada por la propuesta del refuerzo	$\rho_l := \frac{Nb \cdot Asl}{Acw} = 0.007$
Verificación	$cumple := \text{if}(\rho_{lmin} \leq \rho_l, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar área de acero"})$ $cumple = \text{"Ok"}$
Verificación	$cumple := \text{if}(\rho_{max} \geq \rho_l, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar área de acero"})$ $cumple = \text{"Ok"}$

9 Diseño por flexo-compresión

$$\beta_1 = 0.85$$

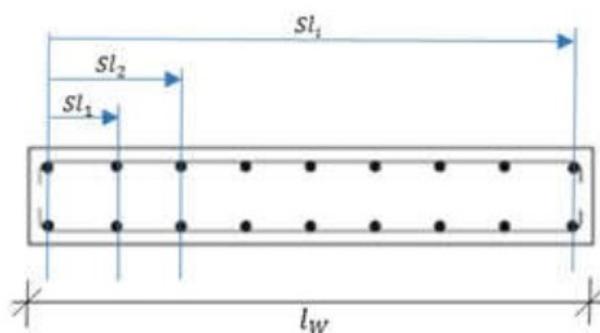
Número de barras	$Nb := Nbc \cdot \#capas = 82$
------------------	--------------------------------

Cuantía de acero en el muro	$\rho_l = 0.007$
-----------------------------	------------------

Número de espacios entre barras de acero longitudinal	$n := Nbc - 1 = 40$
---	---------------------

rango de cálculo	$i := 0 .. n$
------------------	---------------

Localización de las barras de refuerzo	$Sl_i := \frac{lw - 2rc}{Nbc - 1} \cdot i$
--	--



Separación de varillas (INESA TECH, 2019)

$$Sl^T = [0 \ 0.2 \ 0.4 \ 0.6 \ 0.8 \ 1 \ 1.2 \ 1.4 \ 1.6 \ 1.8 \ 2 \ 2.2 \ \dots] \text{ m}$$

Profundidad del eje neutro para la falla balanceada	$c_b := \frac{\varepsilon_{cu} \cdot d}{\varepsilon_y + \varepsilon_{cu}} = 4.83 \text{ m}$
---	---

Diagrama de interacción

A continuación, se indican los parámetros que permiten que la gráfica se desarrolle en el rango de estudio:

Número de puntos en falla por compresión $m_i := 40$

Factor para obtener el mínimo esfuerzo $\alpha_i := 1$

Mínimo esfuerzo $-\alpha_i \cdot f_y = -4200 \frac{kgf}{cm^2}$

Límite de esfuerzo $f_y = 4200 \frac{kgf}{cm^2}$

Rango de valores j que definen todos los puntos para que ϕP_n y ϕM_n sean calculados

$$j := 0 \dots m_i + \left(\frac{c_b}{in} \right)$$

Total de valores calculados de ϕP_n y ϕM_n

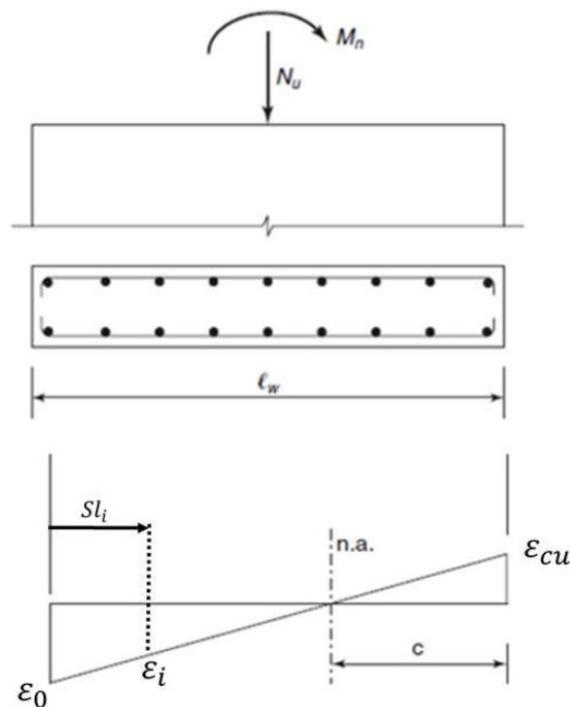
$$\text{ceil} \left(m_i + \frac{c_b}{in} \right) = 231$$

Distancia de la fibra extrema de compresión al eje neutro

$$c_j := \text{if} \left(j = 0, \frac{\varepsilon_{cu} \cdot d}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_y}, \text{if} \left(j \leq m_i, \frac{\varepsilon_{cu} \cdot d}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_y \cdot \left(\alpha_i - \left(\frac{1 + \alpha_i}{m_i - 1} \cdot (j - 1) \right) \right)}, c_b - (j - m_i) \cdot in \right) \right)$$

Deformaciones en las barras de refuerzo en cada posición

$$\varepsilon_{s_{0,j}} := \frac{\varepsilon_{cu} \cdot d}{c_j} - \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_{s_{i,j}} := \varepsilon_{s_{0,j}} - \frac{Sl_i}{d} \cdot (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s_{0,j}})$$



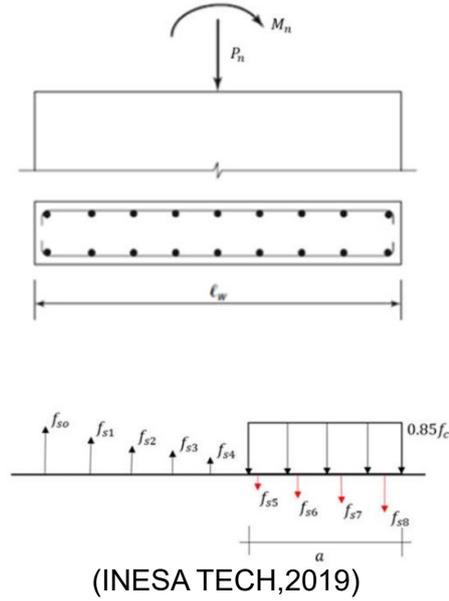
(INESA TECH,2019)

Esfuerzos en cada barra de refuerzo

$$f_{s_{i,j}} := \mathbf{if} \left(\varepsilon_{s_{i,j}} \cdot E_s < -fy, -fy, \mathbf{if} \left(\varepsilon_{s_{i,j}} \cdot E_s > fy, fy, \varepsilon_{s_{i,j}} \cdot E_s \right) \right)$$

Profundidad del bloque de compresión equivalente

$$a_j := \mathbf{if} \left(\beta_1 \cdot c_j \leq lw, \beta_1 \cdot c_j, lw \right)$$



Carga axial nominal P_n

$$P_{n_j} := 0.85 \cdot f'_c \cdot a_j \cdot b_w - A_{sl} \cdot 2 \cdot \sum_i f_{s_{i,j}}$$

Momento nominal, M_n

$$M_{n_j} := 0.85 f'_c \cdot a_j \cdot b_w \cdot \left(d - \frac{a_j}{2} \right) - A_{sl} \cdot 2 \cdot \left(\sum_i (f_{s_{i,j}} \cdot S_{l_i}) \right) - P_{n_j} \cdot \left(\frac{l_w}{2} - rc \right)$$

Factor de minoración que cambia respecto al comportamiento que se va presentando en el diagrama de interacción

$$\phi_j := \mathbf{if} \left(\left| \varepsilon_{s_{0,j}} \right| \leq \varepsilon_y, 0.65, \mathbf{if} \left(\varepsilon_y < \left| \varepsilon_{s_{0,j}} \right| < 0.005, 0.65 + 0.25 \cdot \frac{\left| \varepsilon_{s_{0,j}} \right| - \varepsilon_y}{0.005 - \varepsilon_y}, 0.9 \right) \right)$$

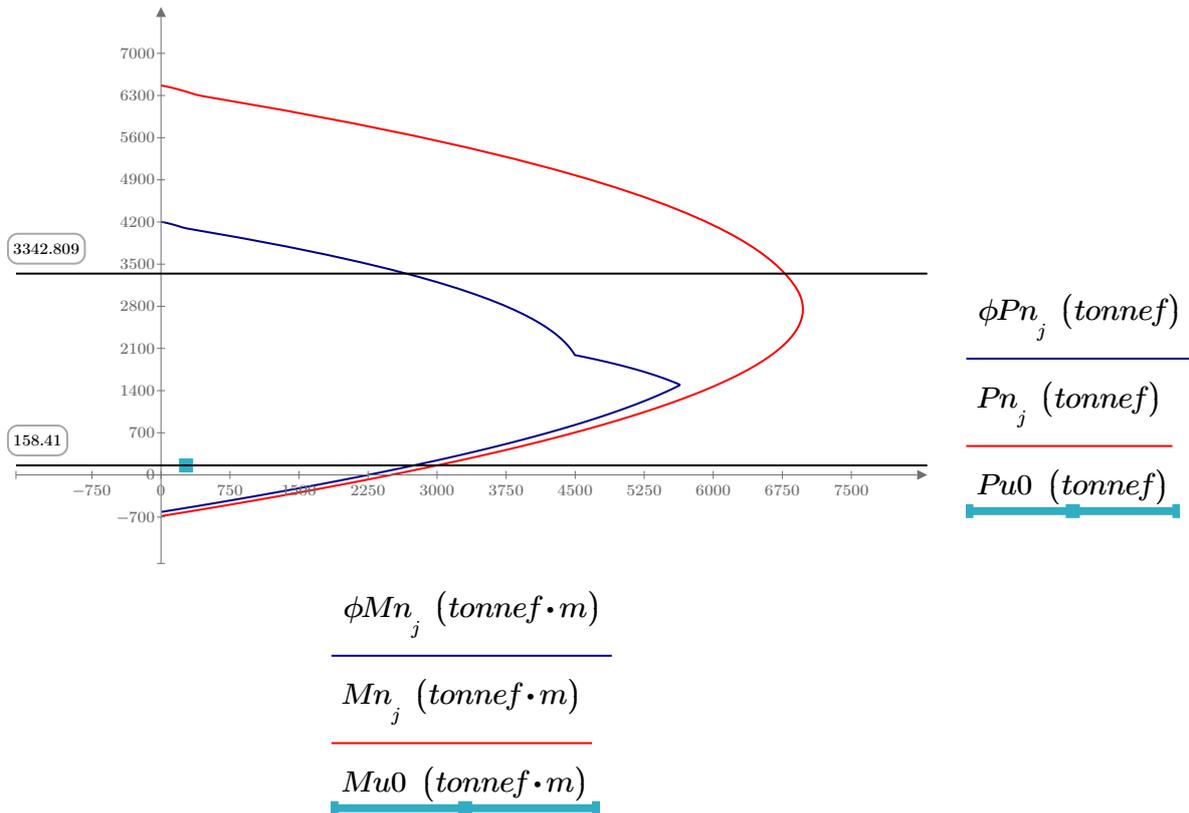
Diseño de carga axial y momento ϕP_n y ϕM_n

$$\phi P_{n_j} := \phi_j \cdot P_{n_j} \quad \phi M_{n_j} := \phi_j \cdot M_{n_j}$$

La compresión máxima resistente se limita al 80% de la compresión pura incluyendo el factor de minoración correspondiente

$$P_{n_{max}} := 0.85 f'_c \cdot ((l_w \cdot b_w) - A_{sl} \cdot Nb) + A_{sl} \cdot Nb \cdot fy = 6428.478 \text{ tonnef}$$

$$\phi P_{n_{max}} := 0.65 \cdot (0.8 \cdot P_{n_{max}}) = 3342.809 \text{ tonnef}$$



Mientras que el punto celeste se encuentre dentro del diagrama, implica que el muro cumple porque la sollicitación está dentro de la curva de diseño. Se espera que esté debido de la carga balanceada del diagrama nominal.

10 Determinación del cortante por capacidad

Para definir el cortante por capacidad, es necesario obtener el diagrama de interacción del muro sustituyendo f_y por $1.25f_y$ y colocando el factor de minoración igual a 1.

Se describen las expresiones que se utilizaron en el diagrama de interacción pasado, pero agregando los nuevos parámetros:

Esfuerzos en cada barra de refuerzo utilizando un módulo de elasticidad modificado y el nuevo f_y :

$$\alpha := 1.25$$

$$Esm := E_s \cdot \alpha = 2625000 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$fs_{i,j} := \mathbf{if} \left(\epsilon_{s_{i,j}} \cdot Esm < -\alpha \cdot fy, -\alpha \cdot fy, \mathbf{if} \left(\epsilon_{s_{i,j}} \cdot Esm > \alpha \cdot fy, \alpha \cdot fy, \epsilon_{s_{i,j}} \cdot Esm \right) \right)$$

Profundidad del bloque de compresión equivalente

$$a_j := \mathbf{if} \left(\beta_1 \cdot c_j \leq lw, \beta_1 \cdot c_j, lw \right)$$

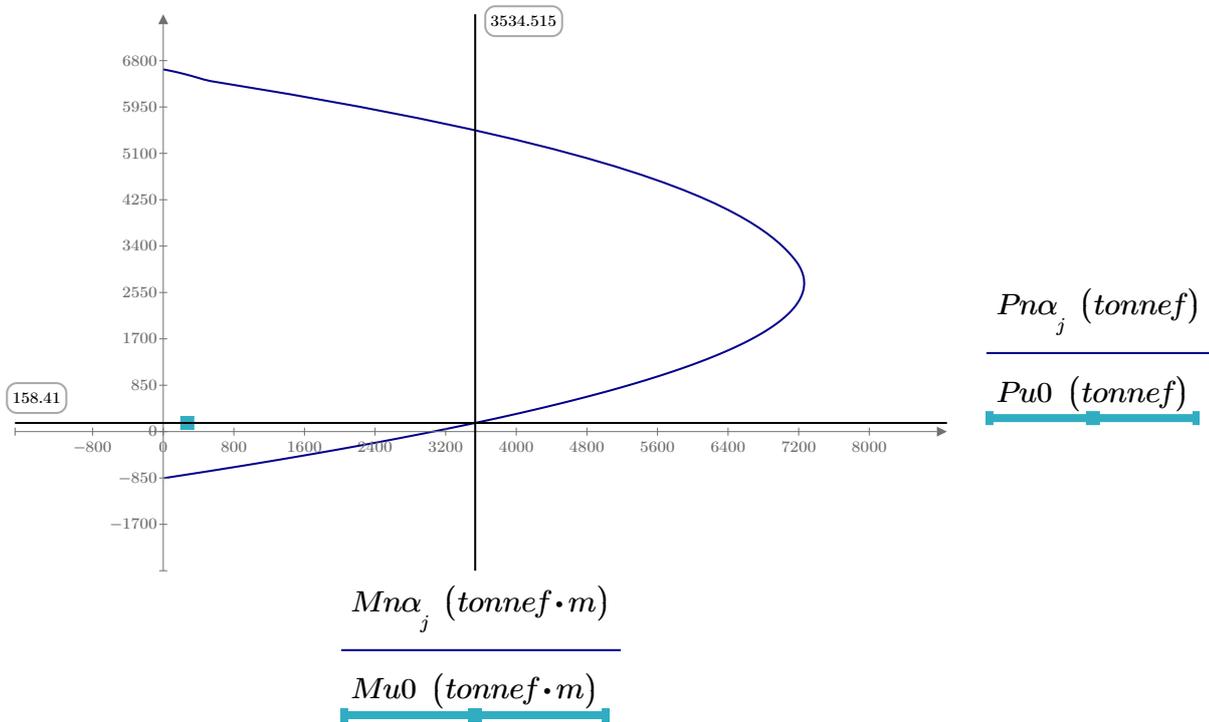
Carga axial nominal P_n con $\alpha: 1.25$

$$Pn\alpha_j := 0.85 f'c \cdot a_j \cdot bw - Asl \cdot 2 \left(\sum_i fs_{i,j} \right)$$

Momento nominal M_n con $\alpha: 1.25$

$$Mn\alpha_j := 0.85 f'c \cdot a_j bw \cdot \left(d - \frac{a_j}{2} \right) - Asl \cdot 2 \left(\sum_i (fs_{i,j} \cdot Sl_i) \right) - Pn\alpha_j \cdot \left(\frac{lw}{2} - rc \right)$$

Diagrama de interacción con resistencia máxima probable $\phi = 1$ y $a = 1.25$



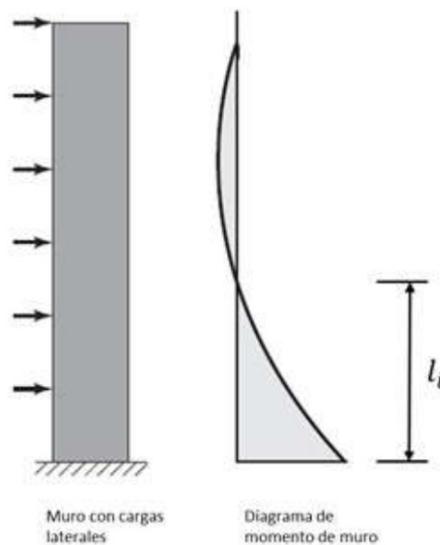
Se establece una línea horizontal con el valor de la fuerza axial, a fin de cortar el diagrama de interacción y obtener el momento máximo probable. Se debe

Momento máximo probable

$$Mpr := 3534.5 \text{ tonnef}\cdot\text{m}$$

Longitud al punto de inflexión. Este dato se debe obtener en el diagrama de momento del muro

$$Li := \frac{hw}{2} = 6.39 \text{ m}$$



(INESA TECH, 2021)

Corte por capacidad
$$Vp := \frac{Mpr}{Li} = 553.13 \text{ tonnef}$$

11 Resistencia por cortante

Diámetro de barras transversales
$$db_t := d_{b16} = 1.59 \text{ cm}$$

Área de acero propuesto transversal
$$Ast := \frac{db_t^2}{4} \cdot \pi = 1.986 \text{ cm}^2$$

Separación propuesta de barras transversales
$$S2 := 20 \text{ cm}$$

Separación máxima normativa
$$Smax := 45 \text{ cm}$$

Verificación
$$cumple := \text{if}(S2 < Smax, \text{"Ok"}, \text{"Disminuir separación"})$$

$$cumple = \text{"Ok"}$$

Cuantía transversal de acero
$$\rho t := \frac{\#capas \cdot Ast}{S2 \cdot bw} = 0.007$$

Verificación
$$cumple := \text{if}(\rho_tmin \leq \rho t, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar área de acero"})$$

Verificación
$$cumple := \text{if}(\rho max \geq \rho t, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar área de acero"})$$

$$cumple = \text{"Ok"}$$

Coeficiente para el cortante
$$a_c := \text{if}\left(\frac{hw}{lw} \leq 1.5, 0.8, \text{if}\left(\frac{hw}{lw} \geq 2, 0.53, \left(-0.54 \cdot \left(\frac{hw}{lw}\right) + 1.61\right)\right)\right)$$

$$a_c = 0.758$$

Resistencia a cortante del muro
$$Vn := Acw \cdot \left(a_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} + \rho t \cdot fy\right) = 983.705 \text{ tonnef}$$

Factor de minoración de resistencia al corte
$$\phi_v := 0.6$$

Cortante último en la base
$$Vu0 = 36.19 \text{ tonnef}$$

Cortante por capacidad
$$Vp = 553.13 \text{ tonnef}$$

Cortante de diseño
$$Vd := \max(Vu0, Vp) = 553.13 \text{ tonnef}$$

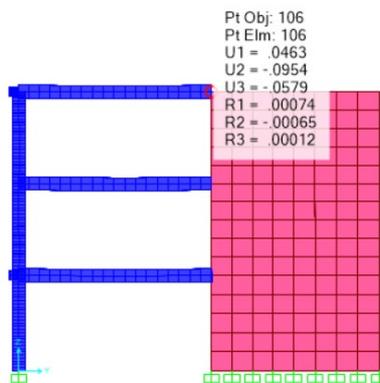
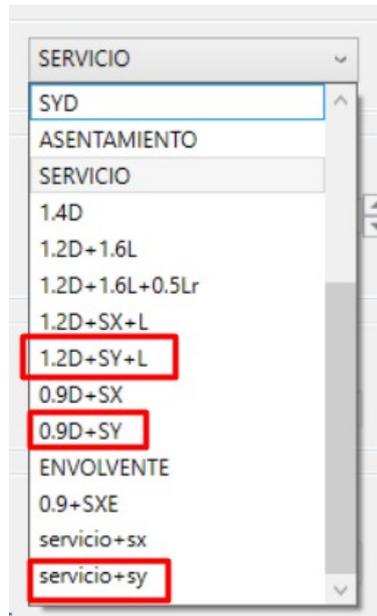
Verificación
$$cumple := \text{if}(Vn \geq Vd, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar área de acero"})$$

$$cumple = \text{"Ok"}$$

Demanda/Capacidad a cortante del muro
$$\frac{Vd}{\phi_v \cdot Vn} = 0.937$$

12 Evaluación de requerimientos de elementos especiales de borde

De las siguientes combinaciones de carga, se ve el desplazamiento lateral más crítico, y para hacerlo inelástico se aplica la fórmula de la NEC. Se toman las combinaciones de carga que incluyan el sismo en el sentido de muro, en este caso sería en el eje y como se puede observar en los ejes de la figura del SAP.



Desplazamiento inelástico del tope del muro obtenido del SAP

$$\delta u := 0.0954 \text{ cm}$$

Desplazamiento inelástico

$$\delta u := \delta u \cdot 0.75 \cdot 8 = 0.006 \text{ m}$$

Fórmula de la NEC

Para saber si el muro requiere elementos de borde es necesario conocer su centroide con la máxima carga axial a recibir. Para esto es necesario realizar un proceso iterativo empezando con $0.15L_w$. El proceso iterativo culmina cuando el centroide estimado es el mismo que el centroide calculado

Valor de c iterado

$$c_o := 2.346 \text{ m}$$

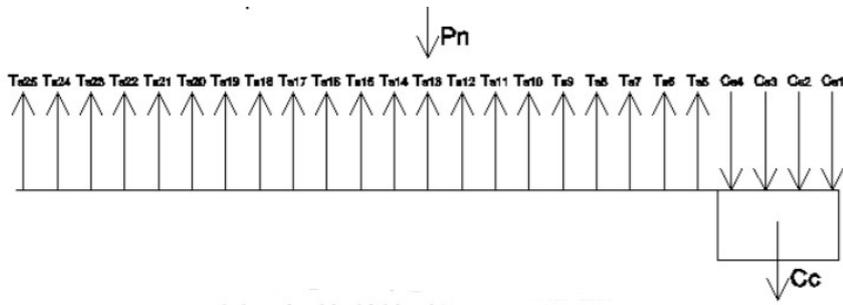
Diámetro de varilla longitudinal

$$db = 0.016 \text{ m}$$

Área de varilla longitudinal

$$Asl = 1.986 \text{ cm}^2$$

	Ubicación	e	fs	fs barras	fs	As	fs-0.85f'c	Fuerza axial
1	0	0,00300	Si	4200	4200	3,958652	3962	15684
2	0,2	0,00274	Si	4200	4200	7,917304	3962	15684
3	0,4	0,00249	No	4200	4200	11,875956	3962	15684
4	0,6	0,00223	No	4200	4200	15,834608	3962	15684
5	0,8	0,00198	No	4151,6624	4151,6624	19,79326	3913,6624	15493

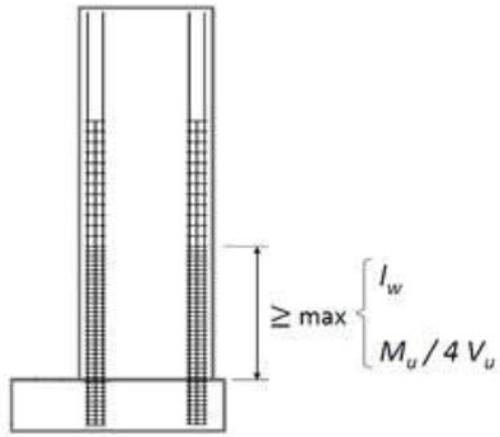


Carga axial última	$P_u := 1041029.11 \text{ kgf}$
Área gruesa de la sección transversal	$A_g := A_{cw} = 2.43 \text{ m}^2$
Asumiento que el elemento trabaja a compresión	$\phi := 0.9$
Carga axial nominal	$P_n := \frac{P_u}{\phi} = 1156699.011 \text{ kgf}$
Fuerza resultante	$C_c := P_n - \Sigma = 1424317.858 \text{ kgf}$
Altura del bloque de compresión	$a := \frac{C_c}{0.85 f'c \cdot b_w} = 199.484 \text{ cm}$
Eje neutro	$c := \frac{a}{\beta_1} = 2.347 \text{ m}$
Comprobación	$iterar := \text{abs}(c - c_o) = 0.001 \text{ m}$ it := if ($iterar < 0.02 \text{ m}$, "Culminar iteración", "Seguir iterando") it = "Culminar iteración"
Eje neutro, estimación inicial	$c_{calc} := c$

A partir de aquí se realiza una revisión para ver si requiere elementos de borde. Esto se hace comparando el eje neutro del muro con el eje neutro mínimo. El eje neutro mínimo está como "clim" (Eje c límite). Para este c limite se realiza una comparación de la deriva con el alto del muro, esta relación no puede ser menor al 5%, lo que se verifica en "Factor".

Límite para la deriva del muro (5%)	$Factor := \text{if}\left(\frac{\delta u}{hw} < 0.005, 0.005, \frac{\delta u}{hw}\right) = 0.005$
profundidad límite del eje neutro para que no se requiera elementos de borde	$clim := \frac{lw}{600 (1.5 \cdot Factor)} = 1.8 \text{ m}$
Verificación	cumple := if ($c_{calc} > clim$, "Requiere elementos de borde", "No requiere") cumple = "Requiere elementos de borde"

Si el muro requiere elementos de borde según este criterio, la longitud mínima ante de discontinuar el confinamiento debe ser el máximo entre los siguientes valores



(INESA TECH, 2021)

Dimensiones del elemento de borde

Altura elemento de borde opción 1

$$h_{eb_1A} := l_w = 8.1 \text{ m}$$

Altura elemento de borde opción 2

$$h_{eb_2A} := \frac{Mu0}{4 Vu0} = 1.882 \text{ m}$$

Altura mínima del elemento de borde

$$heb1 := \max\left(l_w, \frac{Mu0}{4 Vu0}\right) = 8.1 \text{ m}$$

Si el muro no requiere elementos de borde según el primer criterio, se tiene que revisar que el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema no sobrepase el valor de $0.2f'_c$

Esfuerzo de compresión del análisis

$$Esf_c0 := \frac{Pu0}{Acw} + \frac{6 Mu0}{bw \cdot l_w^2} = 14.823 \frac{kgf}{cm^2}$$

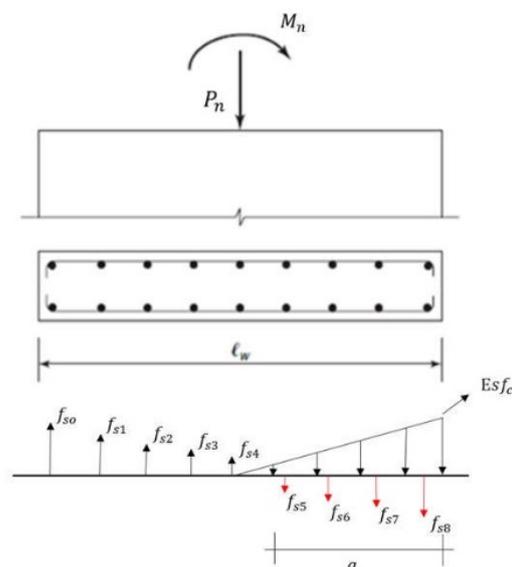
Esfuerzo de compresión máximo

$$Esf_max := 0.2 f'_c = 56 \frac{kgf}{cm^2}$$

Verificación

$$cumple := \text{if}(Esf_c0 > Esf_max, \text{"Requiere elementos de borde"}, \text{"No"})$$

$$cumple = \text{"No"}$$



Si el muro requiere elementos de borde según este criterio, el punto para discontinuar el confinamiento debe ser aquel en el que el esfuerzo de compresión en la fibra extrema sea menor que $0.15f'c$

Nivel 1

Esfuerzo de compresión del análisis

$$Esf_c1 := \frac{Pu1}{Acw} + \frac{6 Mu1}{bw \cdot lw^2} = 11.727 \frac{kgf}{cm^2}$$

Esfuerzo de compresión máximo

$$Esf_min := 0.15 f'c = 42 \frac{kgf}{cm^2}$$

Verificación

$cumple := \text{if}(Esf_c1 > Esf_min, \text{"Requiere elementos de borde"}, \text{"No"})$
 $cumple = \text{"No"}$

Nivel 2

Esfuerzo de compresión del análisis

$$Esf_c2 := \frac{Pu2}{Acw} + \frac{6 Mu2}{bw \cdot lw^2} = 6.242 \frac{kgf}{cm^2}$$

Esfuerzo de compresión máximo

$$Esf_min := 0.15 f'c = 42 \frac{kgf}{cm^2}$$

Verificación

$cumple := \text{if}(Esf_c2 > Esf_min, \text{"Requiere elementos de borde"}, \text{"No"})$
 $cumple = \text{"No"}$

Nivel 3

Esfuerzo de compresión del análisis

$$Esf_c3 := \frac{Pu3}{Acw} + \frac{6 Mu3}{bw \cdot lw^2} = 0 \frac{kgf}{cm^2}$$

Esfuerzo de compresión máximo

$$Esf_min := 0.15 f'c = 42 \frac{kgf}{cm^2}$$

Verificación

$cumple := \text{if}(Esf_c3 > Esf_min, \text{"Requiere elementos de borde"}, \text{"No"})$
 $cumple = \text{"No"}$

De acuerdo al resultado por nivel, se hace posible conocer en que nivel se puede discontinuar el elemento de borde, conforme al criterio de esfuerzos máximos.

$h_{eb2} := \text{if } Esf_c1 < Esf_min$

|| "No req. elementos de borde en N1"

else if $Esf_c2 < Esf_min$

|| "No req. elementos de borde en N2"

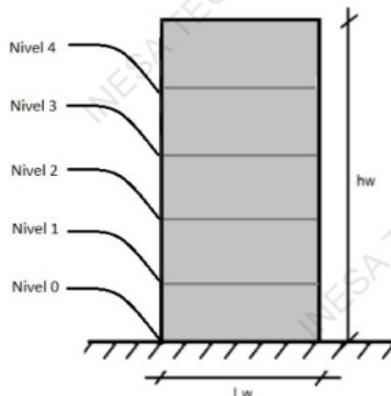
else if $Esf_c3 < Esf_min$

|| "No req. elementos de borde en N3"

else

|| "No discontinuar"

= "No req. elementos de borde en N1"

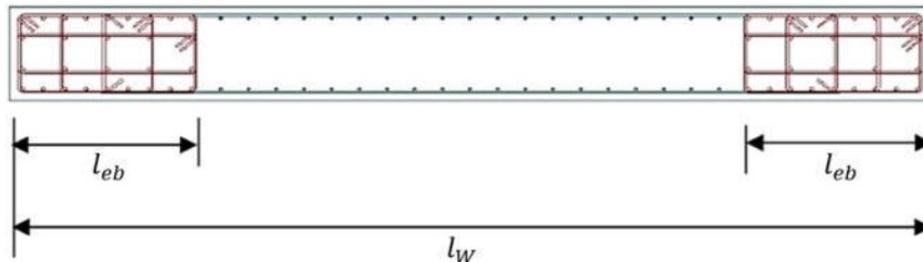


Mientras el esfuerzo máximo sea mayor a $0.15f_c$, el elemento de borde no se puede discontinuar

13 Geometría de los elementos de borde

a) Longitud del elemento de borde

Elemento de borde debe extenderse en una distancia horizontal desde la fibra extrema en compresión hasta el mayor de los siguientes valores.



(INES TECH, 2021)

Profundidad máxima del eje neutro desde la fibra extrema a compresión

$$c_{calc} = 2.347 \text{ m}$$

Opción 1 de longitud del elemento de borde

$$l_{Eb1} := c_{calc} - 0.1 l_w = 1.537 \text{ m}$$

Opción 2 de longitud del elemento de borde

$$l_{Eb2} := \frac{c_{calc}}{2} = 1.173 \text{ m}$$

Longitud mínima de elemento de borde

$$l_{Eb} := \max(l_{Eb1}, l_{Eb2}) = 1.537 \text{ m}$$

Longitud del elemento de borde seleccionado. Este valor viene condicionado por el área de acero que se genera por el método simplificado C=T

$$l_{Eb} := 1.5 \text{ m}$$

b) Definición del espesor del elemento de borde

Espesor mínimo del elemento de borde, de acuerdo al espesor del muro

$$b_{Eb1} := b_w = 0.3 \text{ m}$$

Espesor mínimo del elemento de borde, de acuerdo a la relación de esbeltez del muro

$$\frac{h_n}{16} = 27.375 \text{ cm}$$

$$b_{Eb2} := \text{if} \left(\frac{c_{calc}}{l_w} \geq \frac{3}{8}, \max \left(300 \text{ mm}, \frac{h_n}{16} \right), \frac{h_n}{16} \right) = 0.274 \text{ m}$$

Espesor mínimo definitivo del elemento de borde

$$b_{Eb} := \max(b_{Eb1}, b_{Eb2}) = 0.3 \text{ m}$$

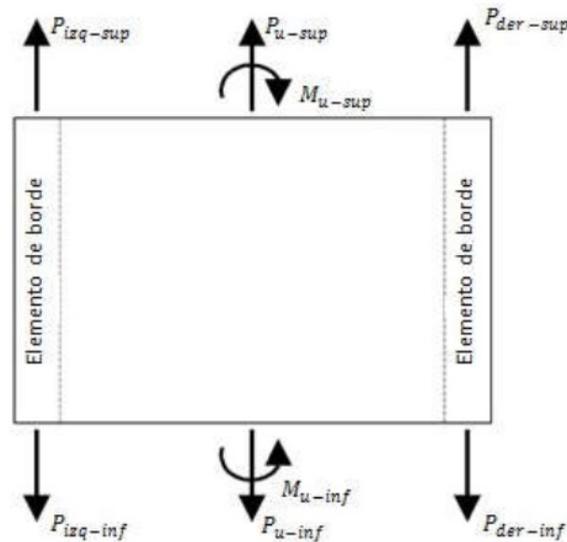
Espesor seleccionado del elemento de borde

Es necesario comprobar que el espesor genere valores racionales de cuantía de refuerzo

$$b_{eb} := 30 \text{ cm}$$

14. Método simplificado T=C

Con la geometría especificada, se procede a obtener en la base del muro con las fuerzas axiales en cada uno de los elementos de borde, uno en tracción y otro en compresión



(INESA TECH, 2019)

Carga axial a tracción en el elemento de borde

$$P_{traccion} := \frac{Pu0}{2} - \frac{Mu0}{lw - 0.5 l_{eb} - 0.5 l_{eb}} = 37.931 \text{ tonnef}$$

Carga axial a compresión en el elemento de borde

$$P_{compresion} := \frac{Pu0}{2} + \frac{Mu0}{lw - 0.5 l_{eb} - 0.5 l_{eb}} = 120.479 \text{ tonnef}$$

Área gruesa del elemento de borde

$$A_{eb} := b_{eb} \cdot l_{eb} = 4500 \text{ cm}^2$$

Factor de minoración para tracción

$$\phi_1 := 0.9$$

Área de acero requerido por la fuerza de tracción

$$A_{st} := \text{if} \left(P_{traccion} > 0, 0 \text{ cm}^2, -\frac{P_{traccion}}{\phi_1 \cdot f_y} \right) = 0 \text{ m}^2$$

factor de minoración para falla controlada por compresión

$$\phi_2 := 0.65$$

Factor para carga axial por excentricidad horizontal

$$f_{cp} := 0.8$$

Resistencia a compresión de un miembro de concreto

$$P_n = f_{cp} \cdot \phi_2 \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot (A_{eb} - A_{sc}) + f_y \cdot A_{sc})$$

armado

$$\text{Área de acero requerido por la fuerza de compresión} \quad A_{sc} := \frac{\frac{|P_{compresion}|}{0.8 \cdot \phi 2} - 0.85 \cdot f'c \cdot A_{eb}}{f_y - 0.85 f'c} = -211.84 \text{ cm}^2$$

Si A_{sc} es negativo, implica que no requiero acero por compresión

$$A_{sc} := \text{if}(A_{sc} \leq 0, 0 \text{ cm}^2, A_{sc}) = 0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de acero a utilizar} \quad A_s := \max(A_{st}, A_{sc}) = 0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diámetro de barra longitudinal del elemento de borde} \quad db_{ebl} := d_{b18} = 0.018 \text{ m}$$

$$\text{Área de acero propuesto para barras} \quad A_{s_ebl} := db_{ebl}^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 2.545 \text{ cm}^2$$

$$\text{Número de barras que se colocarán en el elemento de borde} \quad \frac{l_{eb}}{20 \text{ cm}} = 7.5 \quad \text{Como quiero asumir un espaciamiento de 20cm y como son 2 filas}$$
$$Nb_{ebl} := 16$$

$$\text{Demanda/capacidad respecto al acero propuesto en el elemento de borde} \quad DC := \frac{A_s}{A_{s_ebl} \cdot Nb_{ebl}} = 0 \quad \text{REVISAR}$$

Verificación $\text{if}(DC \leq 1, \text{"OK"}, \text{"Aumentar área de acero"}) = \text{"OK"}$

$$\text{Cuantía del elemento de borde} \quad \rho_{l_eb} := \frac{A_{s_ebl} \cdot Nb_{ebl}}{A_{eb}} = 0.009$$

$$\text{Cuantía mínima} \quad \rho_{lmin} := 0.0025$$

$$\text{Cuantía máxima} \quad \rho_{lmax} := 0.02$$

Verificación **cumple** := $\text{if}(\rho_{lmin} \leq \rho_{l_eb}, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar área de acero"})$
cumple = "Ok"

Verificación **cumple** := $\text{if}(\rho_{lmax} \geq \rho_{l_eb}, \text{"Ok"}, \text{"Disminuir área de acero"})$
cumple = "Ok"

15 Refuerzo transversal del elemento de borde

Estimación de área de acero necesaria

Primero realizamos una estimación de cual sería el área de acero necesaria

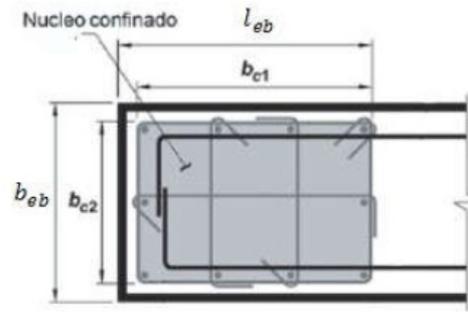
$$\text{Diámetro estribo asumido} \quad db_{ebt} := d_{b12}$$

$$\text{Área gruesa del elemento de borde} \quad A_g := A_{eb} = 4500 \text{ cm}^2$$

$$\text{Distancia del borde al} \quad rest := rc - \frac{db_{ebl}}{2} - \frac{db_{ebt}}{2} = 3.465 \text{ cm}$$

centroide

2 2



Ancho confinado en dirección x (centro a centro de ramas externas)

$$bc1 := l_{eb} - rest = 146.535 \text{ cm}$$

Ancho confinado en dirección y (centro a centro de ramas externas)

$$bc2 := l_{eb} - 2 \text{ rest} = 143.07 \text{ cm}$$

Área confinada del elemento de borde

$$Ach := bc1 \cdot bc2 = 2.096 \text{ m}^2$$

Mínimo normativo de acero transversal (opción 1)

$$lim1 := 0.3 \left(\frac{A_g}{Ach} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} = -0.0157$$

Mínimo normativo de acero transversal (opción 2)

$$lim2 := 0.09 \frac{f'_c}{f_y} = 0.006$$

$$A_{sh}/s_b c > \begin{cases} 0.3 \left(\frac{A_g}{Ach} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.9 \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{cases}$$

Mínimo normativo de acero transversal

$$Lim_{def} := \max(lim1, lim2) = 0.006$$

Estimación de la separación

A continuación se va a verificar la estimación de la separación máxima de acero con el fin de poder conocer cuantas ramas se deberían colocar.

Separación 1

$$s1 := \frac{b_{eb}}{3} = 10 \text{ cm}$$

Separación 2

$$s2 := 6 \text{ db}_{ebl} = 10.8 \text{ cm}$$

Separación 3

$$s3 := 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$$

Separación máxima entre el refuerzo transversal

$$St := \min(s1, s2, s3) = 10 \text{ cm}$$

Separación seleccionada

$$S2_{eb} := 10 \text{ cm}$$

Se procede a despejar cual es el área de acero necesaria considerando el espaciamiento, la dimensión bc calculada anteriormente que para ser conservadores se tomará el mayor.

$$\frac{A_{sh}}{s \cdot bc} = Lim_{def}$$

Longitud de confinamiento $bc := \max(bc1, bc2)$

Espaciamiento asumido $s := S2_{eb}$

Área de acero necesaria $A_{sh} := Lim_{def} \cdot s \cdot bc = 8.792 \text{ cm}^2$

Diámetro de varilla esperado $db_{ebt} = 0.013 \text{ m}$

Área de varilla de acero $Ab_{ebt} := db_{ebt}^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 1.267 \text{ cm}^2$

Nº Ramas $\frac{A_{sh}}{Ab_{ebt}} = 6.941$

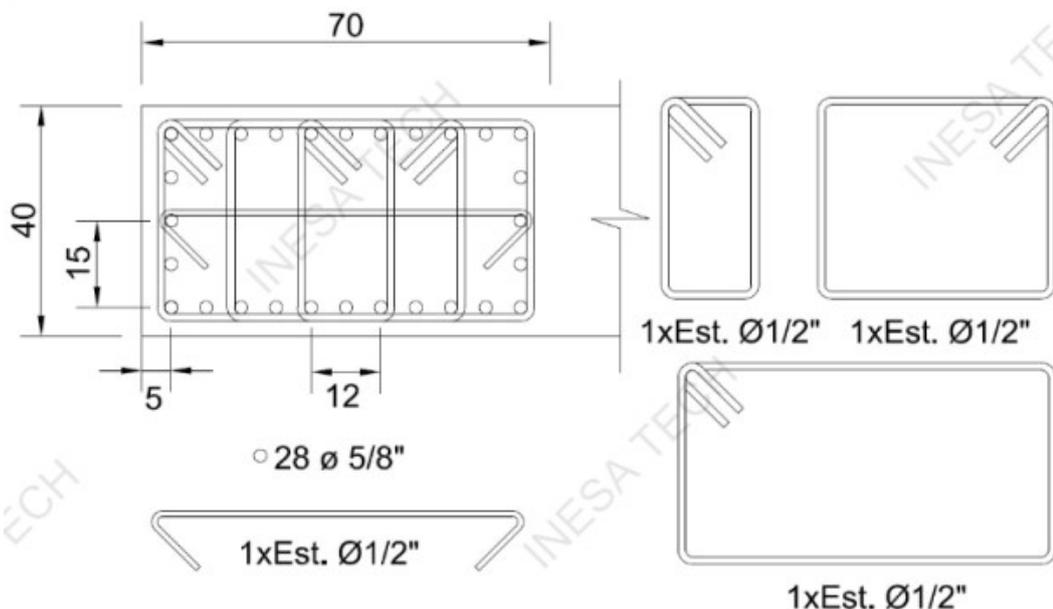
Se propone una configuración de acero transversal y se revisa con los requerimientos de confinamiento normativo.

Diámetro de barra transversal del elemento de borde $db_{ebt} = 1.27 \text{ cm}$

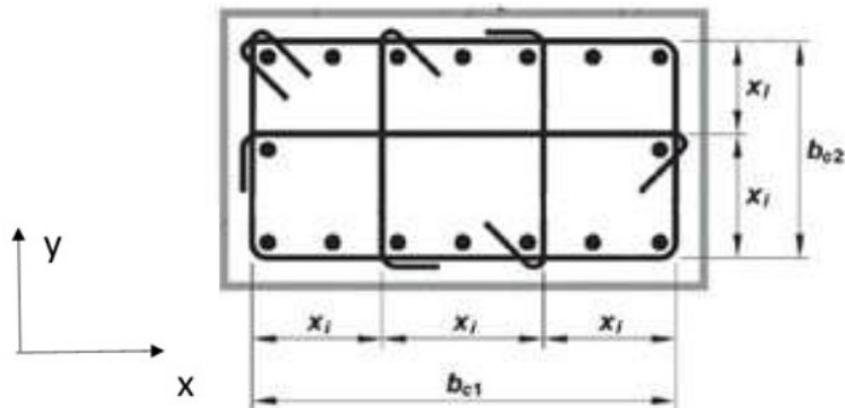
Área de barra transversal del elemento de borde $A_{s_{ebt}} := \frac{\pi}{4} \cdot db_{ebt}^2 = 1.267 \text{ cm}^2$

Número de ramas en dirección x (paralelo a x) $N_{ramas_x} := 3$

Número de ramas en dirección y (Paralelo a y) $N_{ramas_y} := 7$



El espaciamiento de las barras longitudinales, soportadas lateralmente por la esquina de un gancho o una rama de estribo cerrado, no debe exceder el siguiente valor



Distancia máxima entre ramas del acero transversal, medida de centro a centro

ACI 18.7.5.2

Eje y

Distancia entre centroides de barras longitudinales

$$xi_x := 20 \text{ cm}$$

Máximo xi propuesto según armado longitudinal en dirección "x" medido de centro a centro entre ramas de estribo

$$xi_{max_x} := xi_x + db_{ebt} + db_{ebl} = 0.231 \text{ m}$$

Eje y

Distancia entre centroides de barras longitudinales

$$xi_y := 15 \text{ cm}$$

Máximo xi propuesto según armado longitudinal en dirección "y" medido de centro a centro entre ramas de estribo

$$xi_{max_y} := xi_y + db_{ebt} + db_{ebl} = 0.181 \text{ m}$$

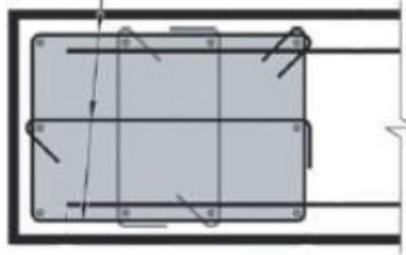
$$\frac{1.5 \text{ m} - 2 \cdot (5 \text{ cm})}{7} = 20 \text{ cm}$$

$$hx := \max(xi_{max_x}, xi_{max_y}) = 23.07 \text{ cm}$$

$$\text{if}(hx \leq 350 \text{ mm}, \text{"Ok"}, \text{"NC"}) = \text{"Ok"}$$

Verificación refuerzo transversal

Refuerzo del elemento de borde, A_{sh}



Área de acero transversal en dirección x, conforme al ancho confinado bc1

$$Ash1 := As_ebt \cdot Nramas_y = 8.867 \text{ cm}^2$$

Área de acero transversal en dirección x, conforme al ancho confinado bc2

$$Ash2 := As_ebt \cdot Nramas_x = 3.8 \text{ cm}^2$$

Cuantía de acero transversal de confinamiento en dirección X, conforme al ancho confinado bc1

$$\frac{Ash1}{S2_eb \cdot bc1} = 0.006$$

Verificación

$$ver := \text{if} \left(\frac{Ash1}{S2_eb \cdot bc1} \geq \max(lim1, lim2), \text{"ok"}, \text{"Aumentar área en Y"} \right)$$

$ver = \text{"ok"}$

Cuantía de acero transversal de confinamiento en dirección X, conforme al ancho confinado bc2

$$\frac{Ash1}{S2_eb \cdot bc2} = 0.006$$

Verificación

$$ver := \text{if} \left(\frac{Ash1}{S2_eb \cdot bc2} \geq \max(lim1, lim2), \text{"ok"}, \text{"Aumentar área en Y"} \right)$$

$ver = \text{"ok"}$

Verificación de cortante, cumpliendo con [ACI 318-14 18.10.4]

Se asumirán cuantías de 0.0025 tanto en horizontal como en vertical.

$$Vn = a_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \rho t \cdot fy$$

Alto del muro

$$hw = 12.78 \text{ m}$$

Ancho del muro

$$lw = 8.1 \text{ m}$$

$$a_c := \begin{cases} \text{if } \frac{hw}{lw} \leq 1.5 \\ \quad \parallel 0.8 \\ \text{else if } \frac{hw}{lw} \leq 2 \\ \quad \parallel 0.8 + \frac{0.53 - 0.8}{2 - 1.5} \left(\frac{hw}{lw} - 1.5 \right) \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0.53 \end{cases} = 0.758$$

Cuantía de refuerzo vertical asumido $\rho_v := 0.004$

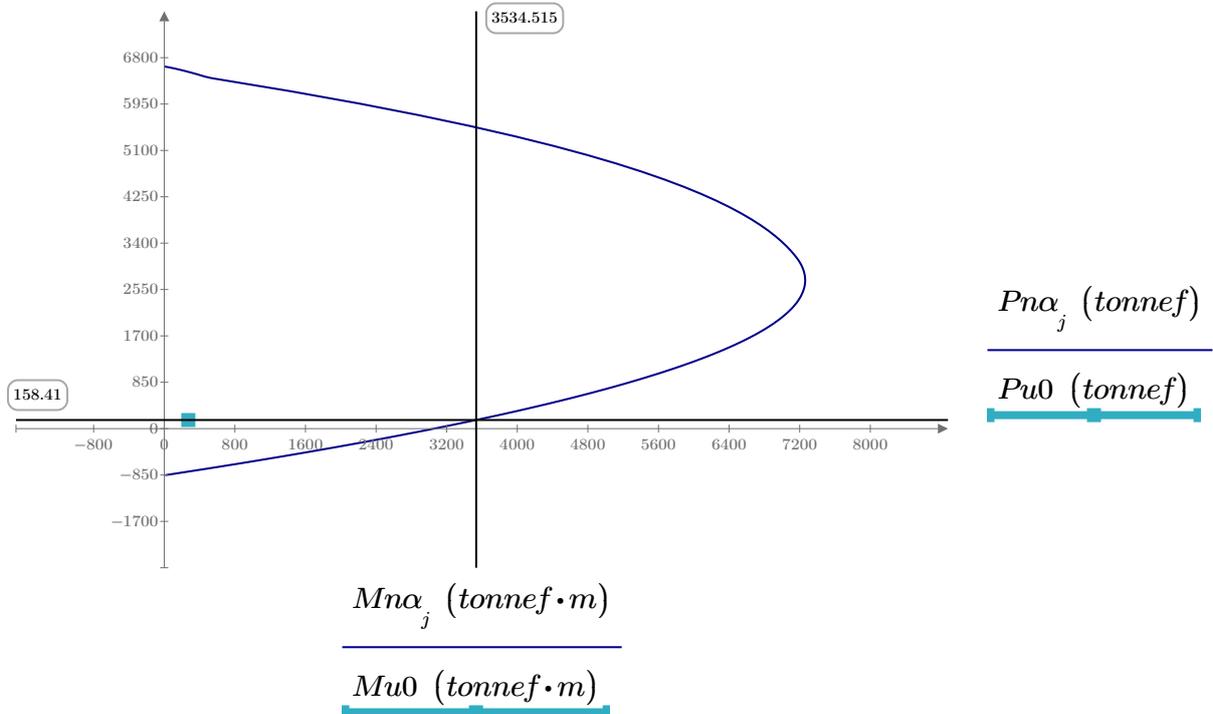
Cuantía de refuerzo horizontal asumido $\rho_h := 0.004$

Factor de minoración del muro $\phi := 0.75$

Capacidad a corte del muro $v_{cmuro} := \left(a_c \cdot \frac{kgf^{\frac{1}{2}}}{cm} \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_h \cdot fy \right) = 29.484 \frac{kgf}{cm^2}$

Cortante muro $V := v_{cmuro} \cdot Acw = 716.456 \text{ tonnef}$

Carga máxima con combinaciones que incluyan el Sy



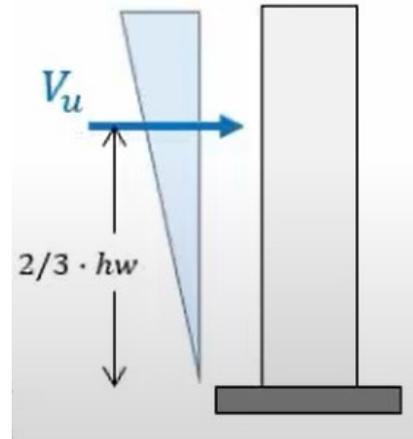
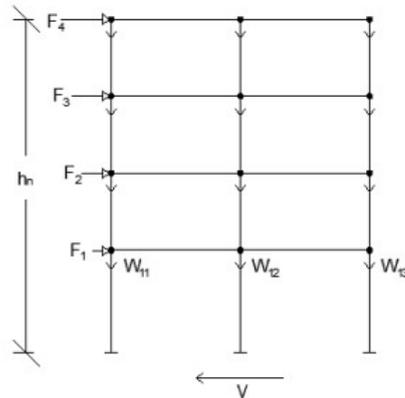
El máximo momento probable se obtiene entrando al diagrama de interacción con la carga axial máxima. A este valor se le considera una mayoración de 1.25 para incluir la sobre resistencia por el endurecimiento por deformación del acero

Máximo momento probable
 Momento mayorado

$$M_{pr} = 3534500 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M := 1.25 M_{pr}$$

Como la distribución de fuerzas sísmicas tiene forma triangular



(Rojas, 2020)

Corte último probable

$$V_{up} := \frac{M}{\frac{2}{3} hw} = 518.559 \text{ tonnef}$$

$$\text{if} \left(\frac{V_{up}}{\phi} < V, \text{"Ok"}, \text{"Revisar"} \right) = \text{"Ok"}$$

Aporte cortante del concreto

$$v_c := A_c w \cdot \left(a_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}^{\frac{1}{2}}}{\text{cm}} \right) = 308.216 \text{ tonnef}$$

[ACI 318-14, 11.6.1 y 11.6.2]

$$\text{Cumple} := \text{if} \left(\frac{V_{up}}{\phi} > 0.5 v_c, \text{"Valores de cuantía correctos"}, \text{"Revisar"} \right)$$

Cumple = "Valores de cuantía correctos"

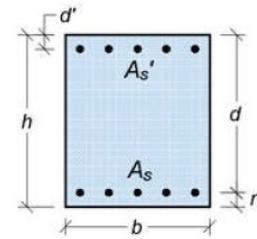
ANEXO A3

Diseño de viga

DISEÑO DE VIGAS VIGA TIPO 1

• Sección de viga

Ancho	$b := 30 \text{ cm}$
Peralte	$h := 60 \text{ cm}$
Recubrimiento inferior	$r := 5 \text{ cm}$
Recubrimiento superior	$d' := 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo	$d := h - r = 0.55 \text{ m}$
Longitud libre de la viga	$L_n := 10 \text{ m}$



• Diámetros y áreas de acero de refuerzo

A continuación se describen los diámetros y áreas de las varillas de refuerzo disponibles en el mercado nacional.

$d_{b10} := 0.953 \text{ cm}$	$A_{b10} := 0.713 \text{ cm}^2$
$d_{b12} := 12.7 \text{ mm}$	$A_{b12} := 1.267 \text{ cm}^2$
$d_{b16} := 15.9 \text{ mm}$	$A_{b16} := 1.979 \text{ cm}^2$
$d_{b18} := 18 \text{ mm}$	$A_{b18} := 2.545 \text{ cm}^2$
$d_{b20} := 20 \text{ mm}$	$A_{b20} := 3.142 \text{ cm}^2$
$d_{b22} := 22.23 \text{ mm}$	$A_{b22} := 3.879 \text{ cm}^2$

• Materiales

Concreto

Resistencia hormigón	$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo elasticidad concreto	$E_c := 15100 \cdot \sqrt{\frac{f'_c \cdot \text{kgf}}{\text{cm}^2}} = (2.527 \cdot 10^5) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Deformación última del concreto	$\epsilon_{cu} := 0.003$
Peso específico hormigón armado	$\gamma_c := 2500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } f'_c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & = 0.85 \\ \parallel 0.85 \\ \text{else if } f'_c \leq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & \\ \parallel 0.85 - 0.1 \cdot \frac{f'_c - 280}{140} \\ \text{else if } f'_c > 560 & \\ \parallel 0.65 \end{cases}$$

Acero

Esfuerzo fluencia acero	$f_y := 4200 \frac{kgf}{cm^2}$
Módulo de elasticidad acero	$E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{kgf}{cm^2}$
Deformación cedente del acero	$\varepsilon_y := 0.002$
Deformación mínima del acero para falla controlada por tracción	$\varepsilon_{s.min} := 0.005$
Factor de sobrerresistencia del acero	$\alpha := 1.25$
Factor de minoración para resistencia al corte	$\phi_v := 0.60$
Factor de inoración para resistencia a flexión	$\phi_b := 0.90$

- **Revisión de límites dimensionales [ACI 318-14 18.6.2.1]**

Según ACI 318-14 9.3.1.1 la altura mínima de vigas no preesforzadas debe cumplir que

Vigas con un extremo continuo

$$cumple := \text{if} \left(h \geq \frac{Ln}{18.5}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"} \right)$$

$$cumple = \text{"Cumple"}$$

Ambos extremos continuos

$$cumple := \text{if} \left(h \geq \frac{Ln}{21}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"} \right)$$

$$cumple = \text{"Cumple"}$$

Revisión de que la luz libre sea mayor a 4 veces el peralte efectivo [ACI 318-14 18.6.2.1]

$$4 d = 2.2 \text{ m}$$

$$c1 := \text{if} (Ln \geq 4 d, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

$$c1 = \text{"Ok"}$$

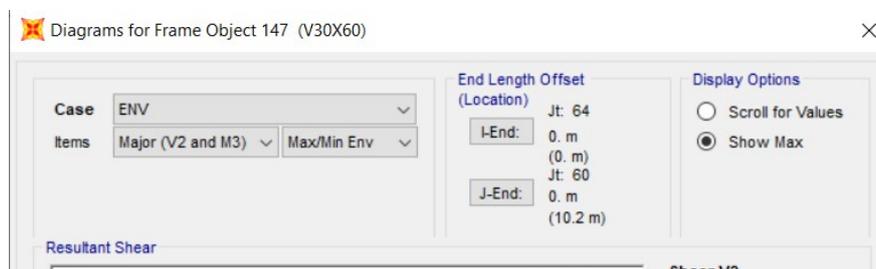
El ancho de sección debe ser al menos igual a 0.3 veces la altura de la misma y 250mm [ACI 318-14 18.6.2.1]

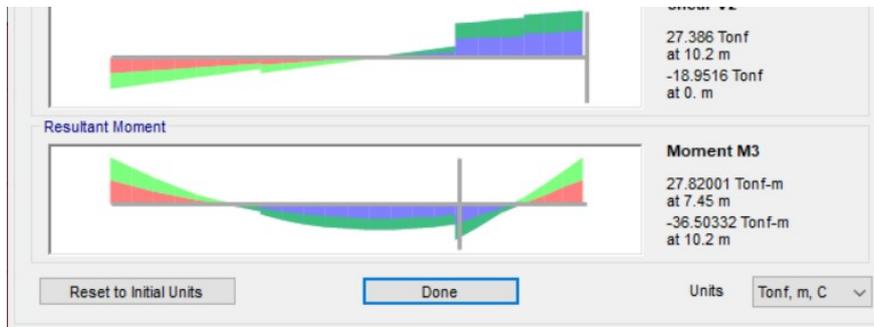
$$c2 := \text{if} (b \geq \min(250 \text{ mm}, 0.3 \cdot h), \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

$$c2 = \text{"Ok"}$$

- **Diseño de refuerzo longitudinal**

Momentos últimos

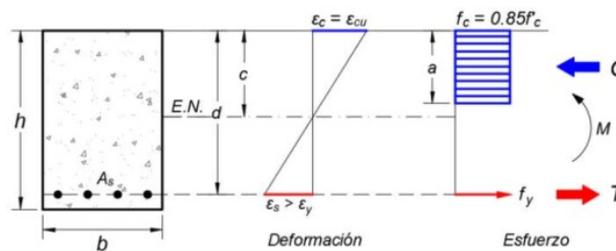




$$\begin{aligned}
 Mu_{neg1} &:= 36.5 \text{ tonnef} \cdot m & Mu_{neg_cen} &:= 0 \text{ tonnef} \cdot m & Mu_{neg2} &:= 36.5 \text{ tonnef} \cdot m \\
 Mu_{pos1} &:= 0 \text{ tonnef} \cdot m & Mu_{pos_cen} &:= 27.82 \text{ tonnef} \cdot m & Mu_{pos2} &:= 0 \text{ tonnef} \cdot m
 \end{aligned}$$

Definición de la resistencia nominal a flexión

6.2.- Definición de la resistencia nominal a flexión



• Acero mínimo

Se debe cumplir que el acero mínimo colocado sea el siguiente de acuerdo con ACI 318-14 9.6.1.2

$$As_{min} := \max \left(\frac{14 \frac{kgf}{cm^2}}{fy} \cdot b \cdot d, \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'c} \frac{kgf}{cm^2}}{fy} \cdot b \cdot d \right) = 5.5 \text{ cm}^2$$

• Acero longitudinal requerido en cada una de las secciones de la viga

Momento negativo 1

Momento último $Mu := Mu_{neg1} = 36.5 \text{ tonnef} \cdot m$

Profundidad bloque de Whitney $a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{0.85 \cdot f'c \cdot \phi_b \cdot b}} = 11.537 \text{ cm}$

Profundidad eje neutro $c := \frac{a}{\beta_1} = 13.574 \text{ cm}$

Profundidad del eje neutro para asegurar falla por tensión

$$c_{max} := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s.min}} \cdot d = 20.625 \text{ cm}$$

Verificación de cumplimiento de falla de compresión

$$c3 := \text{if}(c \leq c_{max}, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar sección"}) = \text{"Ok"} \\ c3 = \text{"Ok"}$$

$$As_{sup1} := \max\left(\frac{Mu}{\phi_b \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}, As_{min}\right) \\ As_{sup1} = 19.614 \text{ cm}^2$$

Momento positivo 1

Momento último

$$Mu := Mu_{pos1} = 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Profundidad bloque de Whitney

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{0.85 \cdot f'c \cdot \phi_b \cdot b}} = 0 \text{ cm}$$

Profundidad eje neutro

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 0 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro para asegurar falla por tensión

$$c_{max} := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s.min}} \cdot d = 20.625 \text{ cm}$$

Verificación de cumplimiento de falla de compresión

$$c3 := \text{if}(c \leq c_{max}, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar sección"}) = \text{"Ok"} \\ c3 = \text{"Ok"}$$

$$As_{inf1} := \max\left(\frac{Mu}{\phi_b \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}, As_{min}\right) \\ As_{inf1} = 5.5 \text{ cm}^2$$

Momento negativo 2

Momento último

$$Mu := Mu_{neg2} = 36.5 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Profundidad bloque de Whitney

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{0.85 \cdot f'c \cdot \phi_b \cdot b}} = 11.537 \text{ cm}$$

Profundidad eje neutro

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 13.574 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro para asegurar falla por tensión

$$c_{max} := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s.min}} \cdot d = 20.625 \text{ cm}$$

Verificación de cumplimiento de falla de compresión

$$c3 := \text{if}(c \leq c_{max}, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar sección"}) = \text{"Ok"} \\ c3 = \text{"Ok"}$$

$$As_{sup2} := \max\left(\frac{Mu}{\phi_b \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}, As_{min}\right) \\ As_{sup2} = 19.614 \text{ cm}^2$$

Momento positivo 2

Momento último	$Mu := Mu_{pos2} = 0 \text{ tonnef} \cdot m$
Profundidad bloque de Whitney	$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{0.85 \cdot f'c \cdot \phi_b \cdot b}} = 0 \text{ cm}$
Profundidad eje neutro	$c := \frac{a}{\beta 1} = 0 \text{ cm}$
Profundidad del eje neutro para asegurar falla por tensión	$c_{max} := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{s.min}} \cdot d = 20.625 \text{ cm}$
Verificación de cumplimiento de falla de compresión	$c3 := \text{if}(c \leq c_{max}, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar sección"}) = \text{"Ok"}$ $c3 = \text{"Ok"}$

$$As_{inf2} := \max\left(\frac{Mu}{\phi_b \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}, As_{min}\right)$$

$$As_{inf2} = 5.5 \text{ cm}^2$$

Momento negativo central

Momento último	$Mu := Mu_{neg_cen} = 0 \text{ tonnef} \cdot m$
Profundidad bloque de Whitney	$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{0.85 \cdot f'c \cdot \phi_b \cdot b}} = 0 \text{ cm}$
Profundidad eje neutro	$c := \frac{a}{\beta 1} = 0 \text{ cm}$
Profundidad del eje neutro para asegurar falla por tensión	$c_{max} := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{s.min}} \cdot d = 20.625 \text{ cm}$
Verificación de cumplimiento de falla de compresión	$c3 := \text{if}(c \leq c_{max}, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar sección"}) = \text{"Ok"}$ $c3 = \text{"Ok"}$

$$As_{sup_cen} := \max\left(\frac{Mu}{\phi_b \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}, As_{min}\right)$$

$$As_{sup_cen} = 5.5 \text{ cm}^2$$

Momento positivo central

Momento último	$Mu := Mu_{pos_cen} = 27.82 \text{ tonnef} \cdot m$
Profundidad bloque de Whitney	$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{0.85 \cdot f'c \cdot \phi_b \cdot b}} = 8.533 \text{ cm}$

Profundidad eje neutro

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 10.039 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro para asegurar falla por tensión

$$c_{max} := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{s.min}} \cdot d = 20.625 \text{ cm}$$

Verificación de cumplimiento de falla de compresión

$$c3 := \text{if}(c \leq c_{max}, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar sección"}) = \text{"Ok"} \\ c3 = \text{"Ok"}$$

$$A_{s_{inf_cen}} := \max\left(\frac{Mu}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}, A_{s_{min}}\right)$$

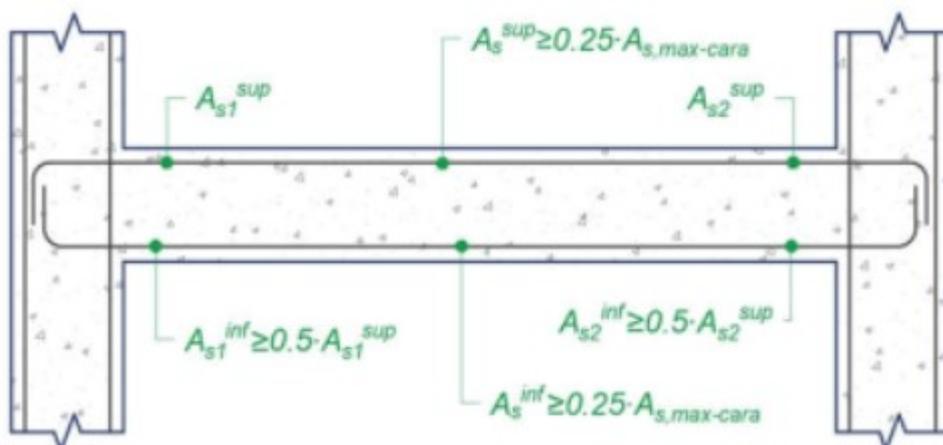
$$A_{s_{inf_cen}} = 14.507 \text{ cm}^2$$

Requisitos de acero longitudinal por ductilidad ACI 318-14 18.6.3.2

Siguiendo las recomendaciones de ACI 318-14 18.6.3.2 la resistencia a momento positivo en el extremo debe ser al menos la mitad de la resistencia del momento negativo. De la misma forma, en el resto de la sección de la viga debe ser al menos un cuarto de la resistencia máxima proporcionada en los nudos.



Para lograr este requerimiento, el refuerzo se dispone de la manera sugerida.



Extremo 1

Acero requerido superior
Diámetro varilla 1
Cantidad

$$A_{s_{sup1}} = 19.614 \text{ cm}^2$$
$$d_{1_{s1}} := d_{b22}$$
$$n_{1_{s1}} := 3$$

Diámetro varillas 2
Cantidad varillas

$$d_{2_{s1}} := d_{b20}$$
$$n_{2_{s1}} := 3$$

Acero empleado superior

$$A_{s_{sup1_def}} := n_{1_{s1}} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{1_{s1}}^2 + n_{2_{s1}} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{2_{s1}}^2 = 21.068 \text{ cm}^2$$

Acero requerido inferior
Diámetro varilla 1
Cantidad

$$A_{s_{inf1}} := \max(A_{s_{inf1}}, 0.5 A_{s_{sup1_def}}) = 10.534 \text{ cm}^2$$
$$d_{1_{i1}} := d_{b22}$$
$$n_{1_{i1}} := 3$$

Acero empleado inferior

$$A_{s_{inf1_def}} := n_{1_{i1}} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{1_{i1}}^2 = 11.644 \text{ cm}^2$$

Extremo 2

Acero requerido superior

$$A_{s_{sup2}} = 19.614 \text{ cm}^2$$

Diámetro varilla 1
Cantidad

$$d_{1_{s2}} := d_{b22}$$
$$n_{1_{s2}} := 3$$

Diámetro varillas 2
Cantidad varillas

$$d_{2_{s2}} := d_{b20}$$
$$n_{2_{s2}} := 3$$

Acero empleado superior

$$A_{s_{sup2_def}} := n_{1_{s2}} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{1_{s2}}^2 + n_{2_{s2}} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{2_{s2}}^2 = 21.068 \text{ cm}^2$$

Acero requerido inferior
Diámetro varilla 1
Cantidad

$$A_{s_{inf2}} := \max(A_{s_{inf2}}, 0.5 A_{s_{sup2_def}}) = 10.534 \text{ cm}^2$$
$$d_{1_{i2}} := d_{b22}$$
$$n_{1_{i2}} := 3$$

Acero empleado inferior

$$A_{s_{inf2_def}} := n_{1_{i1}} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{1_{i1}}^2 = 11.644 \text{ cm}^2$$

Centro

Acero máximo viga

$$A_{s_{max}} := \max(A_{s_{sup1_def}}, A_{s_{inf1_def}}, A_{s_{sup2_def}}, A_{s_{inf2_def}}) = 21.068 \text{ cm}^2$$

Acero requerido superior
Diámetro varilla 1
Cantidad

$$A_{s_{sup_cen_req}} := \max(A_{s_{sup_cen}}, 0.25 A_{s_{max}}) = 5.5 \text{ cm}^2$$
$$d_{1_{cs}} := d_{b20}$$
$$n_{1_{cs}} := 2$$

$$A_{s_{sup_cen_def}} := n_{1_{cs}} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{1_{cs}}^2 = 6.283 \text{ cm}^2$$

Acero requerido inferior
 Diámetro varilla 1
 Cantidad

$$A_{s_{inf_cen_req}} := \max(A_{s_{inf_cen}}, 0.25 A_{s_{max}}) = 14.507 \text{ cm}^2$$

$$d_{1_ci} := d_{b20}$$

$$n_{1_ci} := 5$$

$$A_{s_{inf_cen_def}} := n_{1_ci} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{1_ci}^2 = 15.708 \text{ cm}^2$$

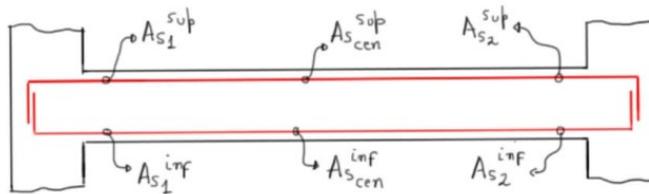
Resumen:

		Varilla 1 [cm]	Cantidad u	Varilla 2 [cm]	Cantidad u	Colocado [cm2]	Requerido [cm2]	Cumple
Superior	Izquierda	2.22	3	2.00	3	21.07	19.61	OK
	Central	2.00	2			6.28	5.50	OK
	Derecha	2.22	3	2.00	3	21.07	19.61	OK
Inferior	Izquierda	2.22	3			11.64	10.53	OK
	Central	2.00	5			15.71	14.51	OK
	Derecha	2.22	3			11.64	10.53	OK

$$A_{s_{sup1_def}} = 21.068 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{sup_cen_def}} = 6.283 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{sup2_def}} = 21.068 \text{ cm}^2$$



$$A_{s_{inf1_def}} = 11.644 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{inf_cen_def}} = 15.708 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{inf2_def}} = 11.644 \text{ cm}^2$$

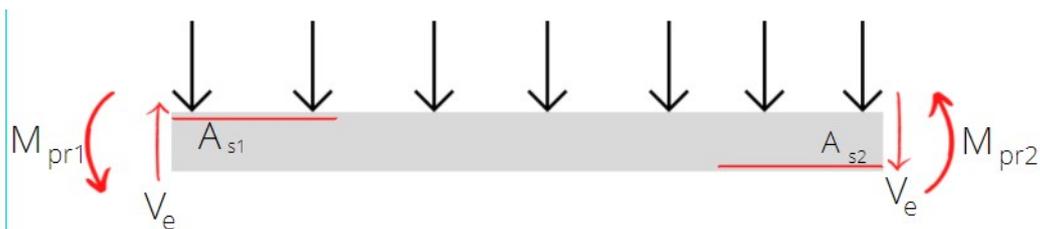
Mínima varilla usada
 longitudinalmente

$$d_{b_long} := d_{b20} = 0.02 \text{ m}$$

• **Demanda por corte**

Para revisar la fuerza cortante mayorada, debe revisarse el diagrama de cuerpo libre cortando la viga en los extremos y tomando los momentos allí iguales a la resistencia nominal a momento actuando con curvatura inversa a flexión, tanto en el sentido de las manecillas del reloj como en sentido contrario a las manecillas del reloj. [ACI 318-14 18.4.2.3]

Caso A: Momentos probables de la viga en sentido antihorario

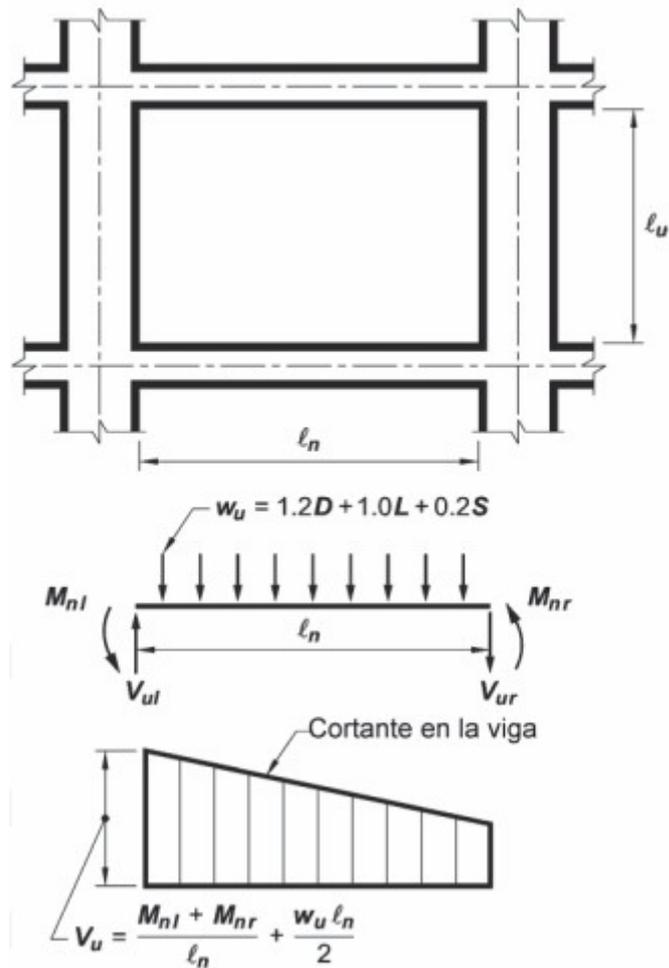


Caso B: Momentos probables de la viga en sentido horario





Para determinar el cortante máximo en la viga se suponen simultáneamente las resistencias nominales a momento en cada extremo de la luz libre [ACI 318-14 18.4.2]



(ACI 318-14 18.4.2)

De esta forma el cortante probable es la sumatoria de los momentos máximos probables ocurridos en cada extremo divididos para la longitud libre. Por su parte, esto sumado al momento por cargas gravitacionales otorgaría el cortante para el cual debe diseñarse la viga. [ACI 318-14 18.4.2]

Cortante gravitacional

$$V_g = \frac{W_u \cdot L_n}{2}$$

Cortante probable

$$V_p = \frac{\Sigma M_{pr}}{L_n} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n}$$

Por su parte el momento probable se obtiene de

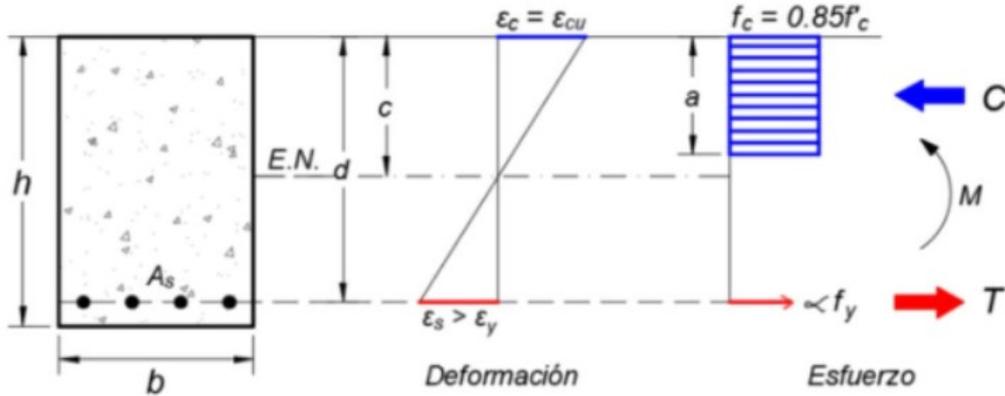
$$M_{pr} = \alpha \cdot F_y \cdot A_{s_traccion} \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\alpha = 1.25 \quad a = \beta_1 \cdot c$$

Cortante de diseño

$$V_e = V_g + V_p$$

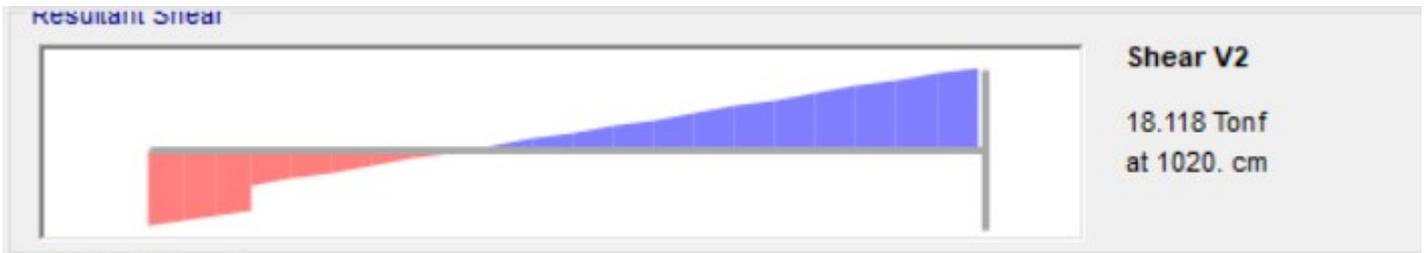
Resistencia máxima probable a flexión



(INESA TECH, 2019)

Cargas distribuidas sobre la viga

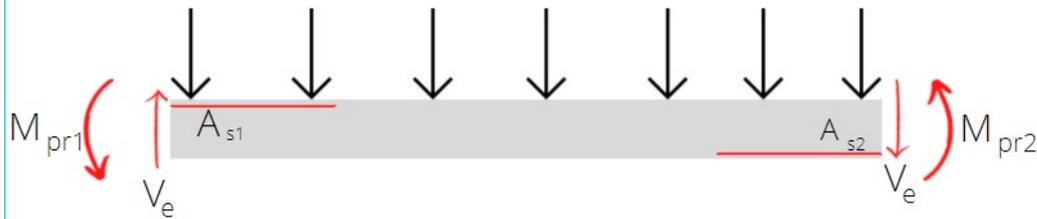
Se obtiene el cortante gravitacional en la viga, ocasionado por una combinación de 1.2 veces el peso propio adicionado a la carga viva.



Cortante

$$V_g := 18.118 \text{ tonnef}$$

Análisis del caso A: Momentos máximos probables en sentido antihorario



Altura del bloque de whitney extremo 1

$$a := \frac{\alpha \cdot f_y \cdot A_{s_{sup1_def}}}{0.85 f'_c \cdot b} = 15.492 \text{ cm}$$

Momento máximo probable extremo 1

$$M_{pr1} := \alpha \cdot f_y \cdot A_{s_{sup1_def}} \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 52.268 \text{ tonnef} \cdot m$$

Altura del bloque de whitney extremo 2

$$a := \frac{\alpha \cdot f_y \cdot A_{s_{inf2_def}}}{0.85 f'_c \cdot b} = 8.562 \text{ cm}$$

Momento máximo probable

$$M_{pr2} := \alpha \cdot f_y \cdot A_{s_{inf2_def}} \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 31.004 \text{ tonnef} \cdot m$$

extremo 2

Corte por capacidad

$$V_{pA} := \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} = 8.327 \text{ tonnef}$$

Corte gravitacional

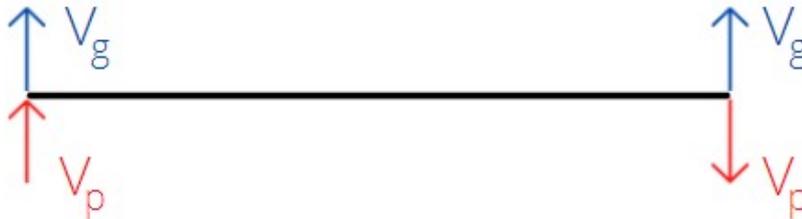
$$V_g = 18.118 \text{ tonnef}$$

Corte máximo probable extremo 1

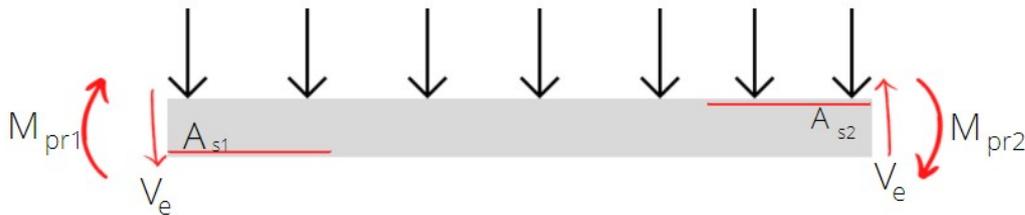
$$V_{e1A} := V_g + V_{pA} = 26.445 \text{ tonnef}$$

Corte máximo probable extremo 1

$$V_{e2A} := V_g - V_{pA} = 9.791 \text{ tonnef}$$



Análisis del caso B: Momentos máximos probables en sentido horario



Altura del bloque de whitney extremo 1

$$a := \frac{\alpha \cdot f_y \cdot A_{s_{inf1_def}}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 8.562 \text{ cm}$$

Momento máximo probable extremo 1

$$M_{pr1} := \alpha \cdot f_y \cdot A_{s_{inf1_def}} \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 31.004 \text{ tonnef} \cdot m$$

Altura del bloque de whitney extremo 2

$$a := \frac{\alpha \cdot f_y \cdot A_{s_{sup2_def}}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 15.492 \text{ cm}$$

Momento máximo probable extremo 2

$$M_{pr2} := \alpha \cdot f_y \cdot A_{s_{sup2_def}} \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 52.268 \text{ tonnef} \cdot m$$

Corte por capacidad

$$V_{pB} := \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} = 8.327 \text{ tonnef}$$

Corte gravitacional

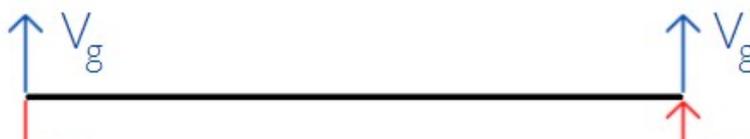
$$V_g = 18.118 \text{ tonnef}$$

Corte máximo probable extremo 1

$$V_{e1B} := V_g - V_{pA} = 9.791 \text{ tonnef}$$

Corte máximo probable extremo 1

$$V_{e2B} := V_g + V_{pA} = 26.445 \text{ tonnef}$$





Se tiene que

Extremo 1:

$$Ve_{max1} := \text{if}(Ve1_A > Ve1_B, \text{"Caso A"}, \text{"Caso B"}) = \text{"Caso A"}$$

$$Ve_{max1} := \text{if}(Ve1_A > Ve1_B, Ve1_A, Ve1_B) = 26.445 \text{ tonnef}$$

$$Vp1 := \text{if}(Ve1_A > Ve1_B, Vp_A, Vp_B) = 8.327 \text{ tonnef}$$

$$Vg1 := Vg = 18.118 \text{ tonnef}$$

Extremo 2:

$$Ve_{max2} := \text{if}(Ve2_A > Ve2_B, \text{"Caso A"}, \text{"Caso B"}) = \text{"Caso B"}$$

$$Ve_{max2} := \text{if}(Ve2_A > Ve2_B, Ve2_A, Ve2_B) = 26.445 \text{ tonnef}$$

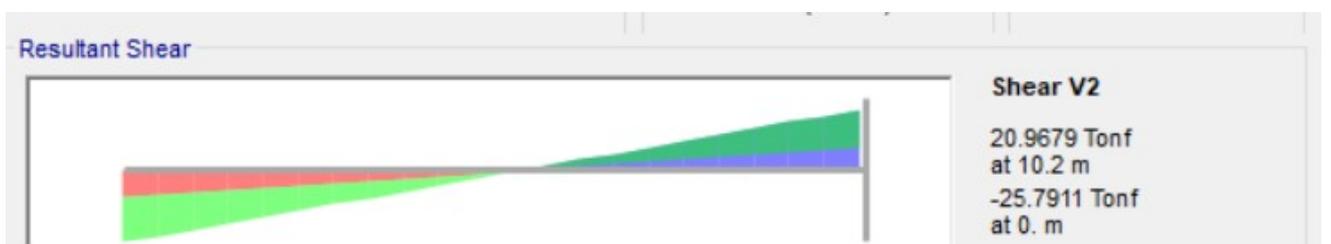
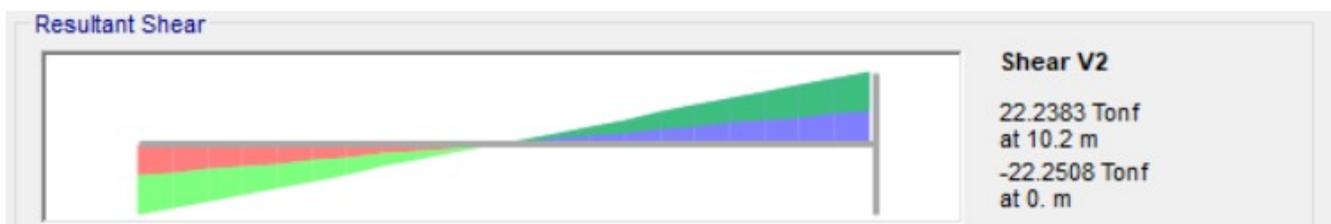
$$Vp2 := \text{if}(Ve2_A > Ve2_B, Vp_A, Vp_B) = 8.327 \text{ tonnef}$$

$$Vg2 := Vg = 18.118 \text{ tonnef}$$

- **Diseño del acero transversal en el extremo 1**

Corte de diseño:

El cortante de diseño será el mayor entre el calculado anteriormente y el otorgado por el programa de análisis estructural



Cortante último

$$Vu1 := 20.97 \text{ tonnef}$$

Cortante máximo probable $V_e := V_{e_{max1}} = 26.445 \text{ tonnef}$

Cortante de diseño $V_{dis} := \max(V_e, V_{u1}) = 26.445 \text{ tonnef}$

Definición de la resistencia por corte del concreto en el extremo 1

[ACI 318-14 18.6.5.2] El refuerzo transversal debe diseñarse para resistir cortante suponiendo que la resistencia al cortante del hormigón es nula ($V_c = 0$), donde ocurran simultáneamente las siguientes condiciones:

a) La fuerza cortante inducida por el sismo V_p , que se determina a través de los momentos máximos probables de la viga, representa la mitad o más del corte de diseño.

$$V_p := V_{p1} = 8.327 \text{ tonnef}$$

$$V_{dis} = 26.445 \text{ tonnef}$$

$$\frac{V_p}{V_{dis}} = 0.315$$

$$R_a := \text{if}\left(\frac{V_p}{V_{dis}} \geq 0.5, 0, 1\right) = 1$$

b) La fuerza axial mayorada en la viga P_u , incluyendo la acción sísmica, es menor que el producto del área gruesa por la resistencia del concreto entre veinte.

$$P_u := 0 \text{ tonnef}$$

$$A_g := b \cdot h = 0.18 \text{ m}^2$$

$$P_c := \frac{A_g \cdot f'_c}{20} = 25.2 \text{ tonnef}$$

$$R_b := \text{if}(P_u \leq P_c, 0, 1) = 0$$

Con lo anterior se tiene que

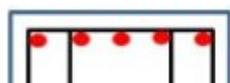
$$R_f := \text{if}(R_a + R_b \geq 1, \text{“Aplica } V_c\text{”}, \text{“Se desprecia } V_c\text{”}) = \text{“Aplica } V_c\text{”}$$

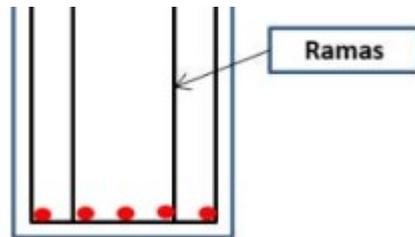
$$V_c := \text{if}\left(R_a + R_b \geq 1, \left(0.53 \cdot \left(1 + \frac{P_u}{140 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2} \cdot A_g}\right) \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d}\right), 0 \text{ tonnef}\right) = 14.633 \text{ tonnef}$$

$$V_c = 14.633 \text{ tonnef}$$

Disposición del acero transversal en zona de confinamiento en el extremo 1

Definición y separación máxima de estribos por demanda





Demanda por corte en el acero transversal

$$V_s := \frac{V_{dis}}{\phi_v} - V_c = 29.442 \text{ tonnef}$$

Número de ganchos

$$N_{ganchos} := 0$$

Número de estribos cerrados

$$N_{est_cerr} := 1$$

Número de ramas

$$N_r := 2 N_{est_cerr} + N_{ganchos} = 2$$

Diámetro del estribo

$$d_{est} := d_{b12} = 1.27 \text{ cm}$$

Área del estribo

$$A_{es} := \frac{\pi}{4} \cdot d_{est}^2 = 1.267 \text{ cm}^2$$

Área trasversal

$$A_v := N_r \cdot A_{es} = 2.534 \text{ cm}^2$$

Separación máxima requerida en zona de confinamiento

$$s_{max_req} := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 19.878 \text{ cm}$$

Separación máxima normativa de estribos [ACI 318-14 18.6.4.4]

El primer estribo cerrado de confinamiento no debe estar a más de 50mm de la cara de la columna de apoyo. El resto de los estribos no debe exceder las siguientes condiciones:

Menor diámetro del acero longitudinal utilizado

$$d_{b_long} = 0.02 \text{ m}$$

$$s_1 := \frac{d}{4} = 13.75 \text{ cm}$$

$$s_2 := 6 d_{b_long} = 12 \text{ cm}$$

$$s_3 := 15 \text{ cm}$$

$$s_{max_norma} := \min(s_1, s_2, s_3) = 12 \text{ cm}$$

$$s_{max} := \min(s_{max_req}, s_{max_norma}) = 12 \text{ cm}$$

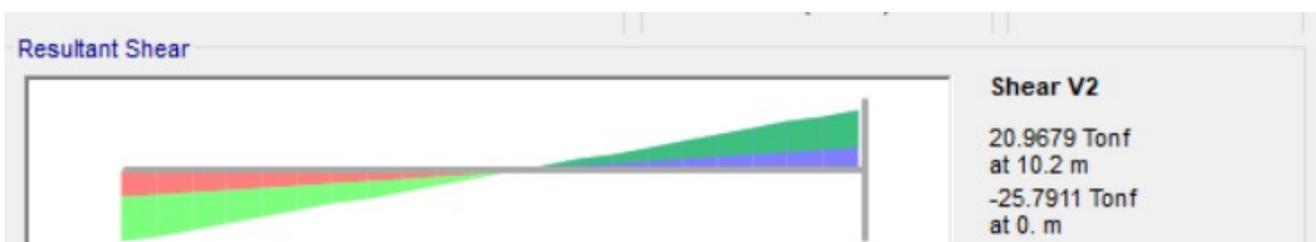
Separación definitiva y longitud de confinamiento [ACI 318-14 18.6.4.1]

Los estribos deben colocarse en una longitud igual a 2h medido desde la cara del miembro de apoyo, hacia el centro de la luz.

$$s_{def1} := 10 \text{ cm}$$

$$L_{conf1} := 2 \cdot h = 1.2 \text{ m}$$

- Diseño del acero transversal en el extremo 2



Corte de diseño:

$$\text{Cortante último} \quad Vu2 := 25.79 \text{ tonnef}$$

$$\text{Cortante máximo probable} \quad Ve := Ve_{max2} = 26.445 \text{ tonnef}$$

$$\text{Cortante de diseño} \quad Vdis := \max(Ve, Vu2) = 26.445 \text{ tonnef}$$

Definición de la resistencia por corte del concreto en el extremo 2

[ACI 318-14 18.6.5.2] El refuerzo transversal debe diseñarse para resistir cortante suponiendo que la resistencia al cortante del hormigón es nula ($Vc = 0$), donde ocurran simultáneamente las siguientes condiciones:

a) La fuerza cortante inducida por el sismo Vp , que se determina a través de los momentos máximos probables de la viga, representa la mitad o más del corte de diseño.

$$Vp := Vp2 = 8.327 \text{ tonnef}$$

$$Vdis = 26.445 \text{ tonnef}$$

$$\frac{Vp}{Vdis} = 0.315$$

$$Ra := \text{if}\left(\frac{Vp}{Vdis} \geq 0.5, 0, 1\right) = 1$$

b) La fuerza axial mayorada en la viga Pu , incluyendo la acción sísmica, es menor que el producto del área gruesa por la resistencia del concreto entre veinte.

$$Pu := 0 \text{ tonnef}$$

$$Ag := b \cdot h = 0.18 \text{ m}^2$$

$$Pc := \frac{Ag \cdot f'c}{20} = 25.2 \text{ tonnef}$$

$$Rb := \text{if}(Pu \leq Pc, 0, 1) = 0$$

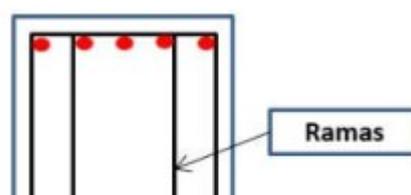
Con lo anterior se tiene que

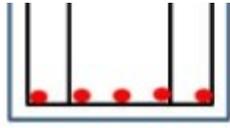
$$Rf := \text{if}(Ra + Rb \geq 1, \text{"Aplica } Vc", \text{"Se desprecia } Vc") = \text{"Aplica } Vc"$$

$$Vc := \text{if}\left(Ra + Rb \geq 1, \left(0.53 \cdot \left(1 + \frac{Pu}{140 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2} \cdot Ag}\right) \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d}\right), 0 \text{ tonnef}\right) = 14.633 \text{ tonnef}$$

$$Vc = 14.633 \text{ tonnef}$$

Disposición del acero transversal en zona de confinamiento en el extremo 2





Definición y separación máxima de estribos por demanda

Demanda por corte en el acero transversal	$V_s := \frac{V_{dis}}{\phi_v} - V_c = 29.442 \text{ tonnef}$
Número de ganchos	$N_{ganchos} := 0$
Número de estribos cerrados	$N_{est_cerr} := 1$
Número de ramas	$N_r := 2 N_{est_cerr} + N_{ganchos} = 2$
Diámetro del estribo	$d_{est} := d_{b12} = 1.27 \text{ cm}$
Área del estribo	$A_{es} := A_{b12} = 1.267 \text{ cm}^2$
Área transversal	$A_v := N_r \cdot A_{es} = 2.534 \text{ cm}^2$
Separación máxima requerida en zona de confinamiento	$s_{max_req} := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 19.882 \text{ cm}$

Separación máxima normativa de estribos [ACI 318-14 18.6.4.4]

El primer estribo cerrado de confinamiento no debe estar a más de 50mm de la cara de la columna de apoyo. El resto de los estribos no debe exceder las siguientes condiciones:

Menor diámetro del acero longitudinal utilizado	$db_long = 2 \text{ cm}$	
$s_1 := \frac{d}{4} = 13.75 \text{ cm}$	$s_2 := 6 db_long = 12 \text{ cm}$	$s_3 := 15 \text{ cm}$
$s_{max_norma} := \min(s_1, s_2, s_3) = 12 \text{ cm}$		
$s_{max} := \min(s_{max_req}, s_{max_norma}) = 12 \text{ cm}$		

Separación definitiva y longitud de confinamiento [ACI 318-14 18.6.4.1]

Los estribos deben colocarse en una longitud igual a 2h medido desde la cara del miembro de apoyo, hacia el centro de la luz.

$s_{def2} := 10 \text{ cm}$
$L_{conf2} := 2 \cdot h = 1.2 \text{ m}$

- **Disposición del acero transversal fuera de la zona de confinamiento**

Se mantiene el mismo diámetro y definición de estribos utilizados en la zona de confinamiento, pero se hace un ajuste de separación de los mismos

a) Fuera de la zona de confinamiento (sin solapes) [ACI 318-14 18.6.4.6]

Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud de la viga.

Separación general máxima $S_{gen_max} := \frac{d}{2} = 27.5 \text{ cm}$

Separación a utilizar $S_{gen_def} := 25 \text{ cm}$

$cumple := \text{if}(S_{gen_max} \leq S_{gen_def}, \text{"Cambiar"}, \text{"Ok"}) = \text{"Ok"}$
 $cumple = \text{"Ok"}$

b) Fuera de la zona de confinamiento (Solapes)

Separación máxima $S_{sol_max} := \min\left(10 \text{ cm}, \frac{d}{4}\right) = 10 \text{ cm}$

Separación a usar $S_{sol_def} := 10 \text{ cm}$

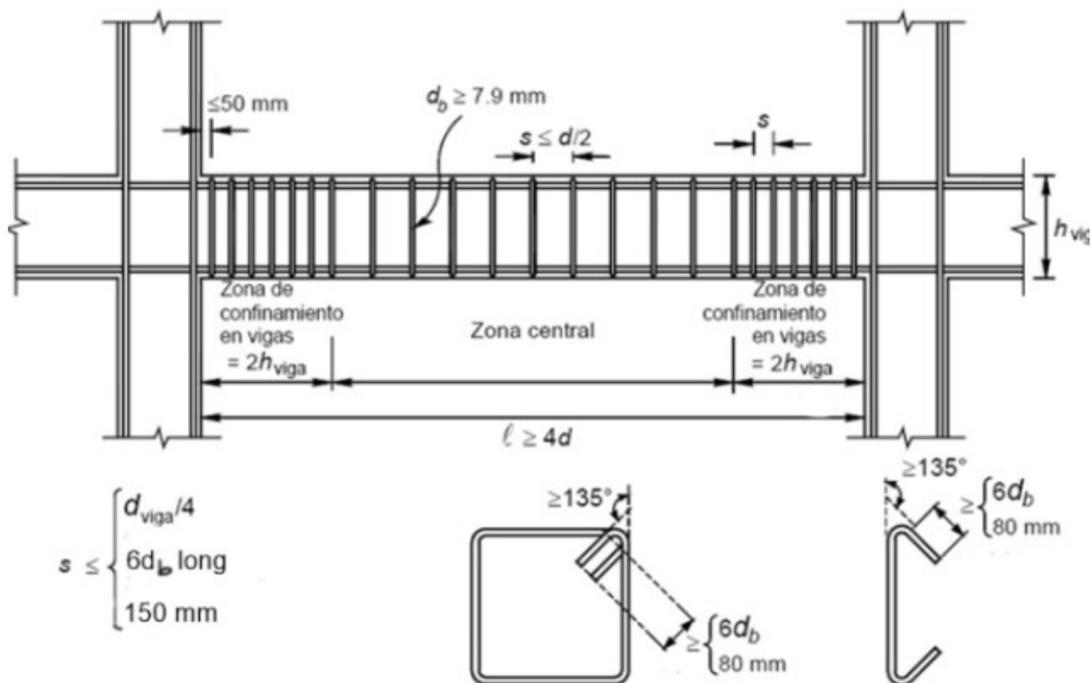
c) Longitud de la parte central

Longitud libre de la viga $L_n = 10 \text{ m}$

Longitud de la parte central entre zonas de confinamiento $L_{cen} := L_n - L_{conf1} - L_{conf2} = 7.6 \text{ m}$

• Detalles típicos

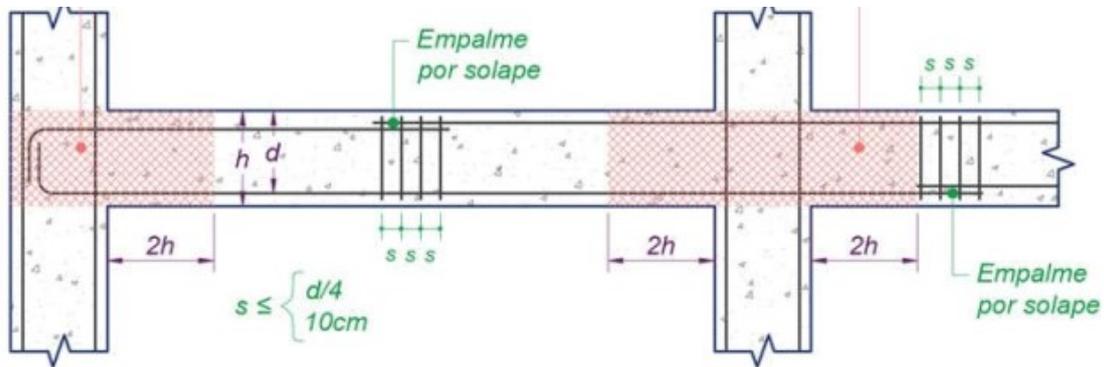
A) Disposición del acero transversal



b) Ubicación de solapes del acero longitudinal

Zonas protegidas

Zonas protegidas



Revisión de la ductilidad para la sección crítica - Extremo 1

$$A_s := A_{s_{sup1_def}} = 21.068 \text{ cm}^2$$

$$A'_s := A_{s_{inf1_def}} = 11.644 \text{ cm}^2$$

a) Estudio de la condición de cedencia

Hipótesis:

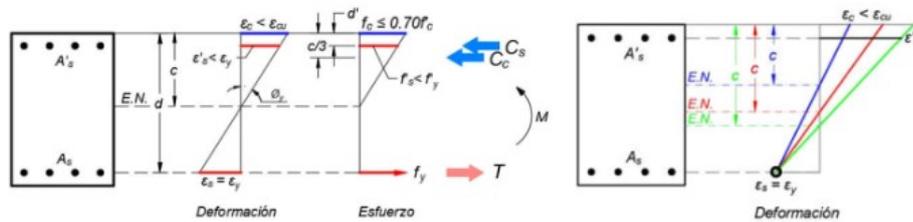
El refuerzo a tracción está cediendo

El refuerzo a compresión no ha cedido

Comportamiento elástico-plástico del acero

El concreto no ha alcanzado su agotamiento

Comportamiento lineal elástico del concreto



El esquema general presenta el acero a tracción en la parte inferior, sin embargo, en este caso la disposición está invertida, es decir, el acero a tracción estaría en la parte superior y las deformaciones a compresión del concreto estarían en la parte inferior de la sección. Debido a esto, bastaría con invertir toda la imagen respecto al eje horizontal

(INESA TECH, 2019)

$$c^2 \cdot \left(\frac{Ec \cdot \varepsilon_y \cdot b}{2} \right) + c \cdot (f_y \cdot (A_s + A'_s) - f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d)) = 0$$

$$A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{Ec \cdot \varepsilon_y \cdot b}{2} = 758.014 \frac{\text{tonnef}}{m}$$

$$B := f_y \cdot (A_s + A'_s) = 137.391 \text{ tonnef}$$

$$D := -(f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d)) = -51.113 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 18.441 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro

Al obtener la profundidad del eje neutro se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido

$$\varepsilon'_{..} := \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d} = 7.353 \cdot 10^{-4}$$

$$s = \frac{d-c}{d}$$

cumple := if ($\epsilon'_s < \epsilon_y$, "Ok", "No cumple") = "Ok"

cumple = "Ok"

$$f'_s := E_s \cdot \epsilon'_s = (1.544 \cdot 10^3) \frac{kgf}{cm^2}$$

Además, se verifica que el concreto tenga un comportamiento elástico:

Estado límite de comportamiento elástico del concreto $f_{c_limite} := 0.7 f'_c = 196 \frac{kgf}{cm^2}$

$$\epsilon_c := \frac{\epsilon_y \cdot c}{d-c} = 0.001$$

cumple := if ($\epsilon_c < \epsilon_{cu}$, "Ok", "No cumple") = "Ok"

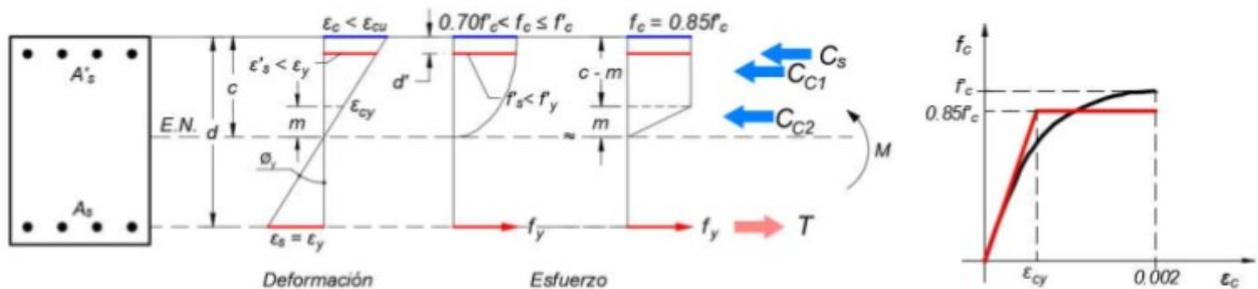
cumple = "Ok"

$$f_c := E_c \cdot \epsilon_c = 254.9 \frac{kgf}{cm^2}$$

cumple := if ($f_c < f_{c_limite}$, "Ok", "No cumple") = "No cumple"

cumple = "No cumple"

Debido a que no se cumple, se debe plantear que el concreto se comporta no lineal, para lo cual se establece un modelo bilineal equivalente (elasto-plástico)



(INESA TECH, 2019)

Se asume deformación elástica del concreto $\epsilon_{cy} := 0.0008$

Eje neutro de la sección

$$c^2 (2 \epsilon_y + \epsilon_{cy}) \cdot (0.85 f'_c) - c ((2 \epsilon_y + \epsilon_{cy}) \cdot (0.85 f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \epsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A'_s) + 0.85 \cdot b \cdot \epsilon_{cy} \cdot d) + 2 \epsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s$$

$$A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := (2 \epsilon_y + \epsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) = 3.427 \frac{tonnef}{m}$$

$$B := -((2 \epsilon_y + \epsilon_{cy}) (0.85 f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \epsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A'_s) + 0.85 f'_c \cdot b \cdot \epsilon_{cy} \cdot d) = -2.749 tonnef$$

$$D := 2 \epsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') + 0.85 f'_c \cdot b \cdot \epsilon_{cy} \cdot d^2 = 0.377 tonnef \cdot m$$

Eie neutro

$$c := \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4 A \cdot D}}{2 A} = 17.576 \text{ cm}$$

$$m. := \min\left(\frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y}\right) = 14.969 \text{ cm}$$

Al obtener la profundidad del eje neutro se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido

$$\varepsilon'_s := \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} = 6.721 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{cumple} := \text{if}(\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

$$\text{cumple} = \text{"Ok"}$$

$$f'_s := E_s \cdot \varepsilon'_s = (1.411 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Se define la resultante de tracción y compresión

$$Cc1 := 0.85 f'_c \cdot (c - m.) \cdot b = 18.612 \text{ tonnef}$$

$$Cs := A'_s \cdot f'_s = 16.434 \text{ tonnef}$$

$$Cc2 := 0.85 f'_c \cdot \frac{m.}{2} \cdot b = 53.441 \text{ tonnef}$$

$$T := A_s \cdot f_y = 88.488 \text{ tonnef}$$

Curvatura y momento cedente

$$\text{Curvatura cedente} \quad \phi_y := \frac{\varepsilon_y}{d - c} = 0.005 \frac{1}{m}$$

$$\text{Momento cedente} \quad My := Cc1 \cdot \left(d - \frac{c - m.}{2}\right) + Cc2 \cdot \left(d - c + \frac{2 m.}{3}\right) + Cs \cdot (d - d') = 43.544 \text{ tonnef} \cdot m$$

b) Estudio de la condición última (Agotamiento)

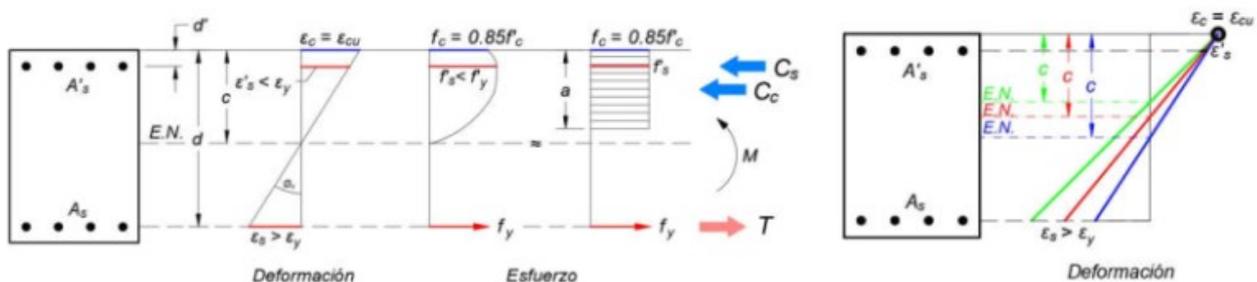
Suposiciones:

El concreto alcanzó su agotamiento

Comportamiento elasto-plástico del acero

El acero inferior a tracción ya cedió

El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido



(INESA TECH. 2019)

Ecuación para determinar el eje neutro de la sección:

$$c^2 \cdot (0.85 f'c \cdot \beta_1 \cdot b) + c (A's \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} - A_s \cdot f_y) - A's \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot d' = 0$$

$$A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := 0.85 f'c \cdot \beta_1 \cdot b = 606.9 \frac{\text{tonnef}}{m}$$

$$D := -(A's \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot d') = -3.668 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$B := A's \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} - A_s \cdot f_y = -15.132 \text{ tonnef}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 A \cdot D}}{2 A} = 9.12 \text{ cm}$$

Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero de refuerzo a compresión no esté en cedencia:

$$\varepsilon'_s := \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (c - d')}{c} = 0.001$$

$$\text{cumple} := \text{if} (\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

$$\text{cumple} = \text{"Ok"}$$

$$f's := E_s \cdot \varepsilon'_s = (2.846 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo en el acero de refuerzo a compresión}$$

Revisión de la deformación en el acero inferior a tracción:

$$\varepsilon_s := \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (d - c)}{c} = 0.015$$

$$\text{if} (\varepsilon_s > 0.005, \text{"Controlada por tracción"}, \text{"En transición"}) = \text{"Controlada por tracción"}$$

Se define la resultante de tracción y compresión

$$\text{Tracción en el acero inferior} \quad T := A_s \cdot f_y = 88.488 \text{ tonnef}$$

$$\text{Profundidad del bloque equivalente a compresión} \quad a := \beta_1 \cdot c = 7.752 \text{ cm}$$

$$\text{Compresión en el concreto} \quad Cc := 0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b = 55.349 \text{ tonnef}$$

$$\text{Compresión en el acero superior} \quad As := A's \cdot f's = 33.138 \text{ tonnef}$$

Finalmente, se obtiene curvatura última y momento último

$$\text{Curvatura última} \quad \phi_{..} := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} = 0.033 \frac{1}{m}$$

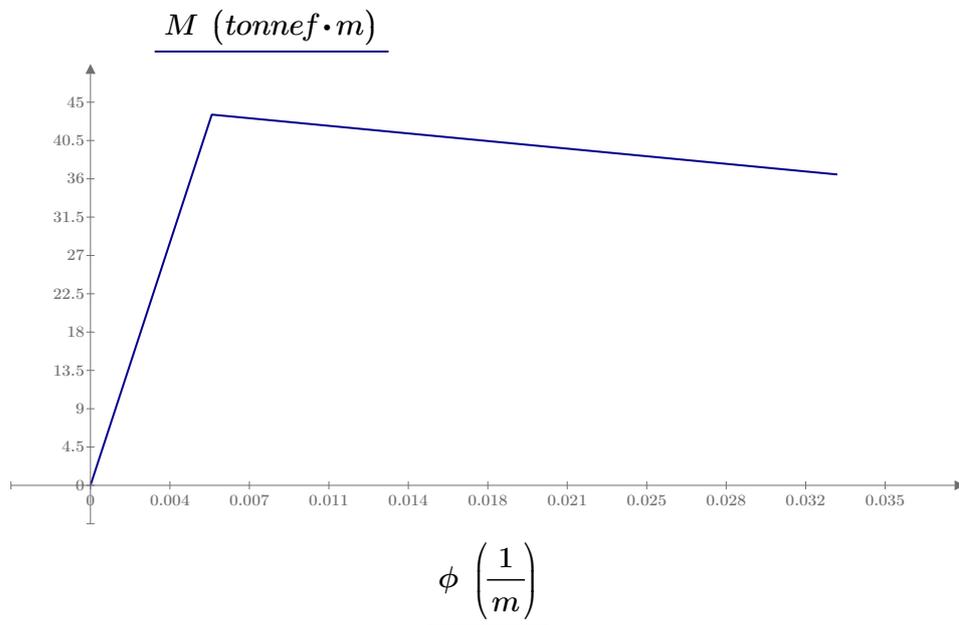
Momento último

$$M_u := C_c \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + C_s \cdot (d - d') = 36.514 \text{ tonnef} \cdot m$$

Gráfica M-f

$M \quad \phi$

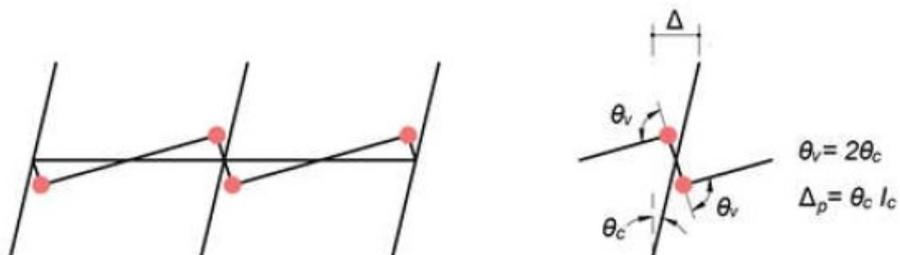
0	0
M_y	ϕ_y
M_u	ϕ_u

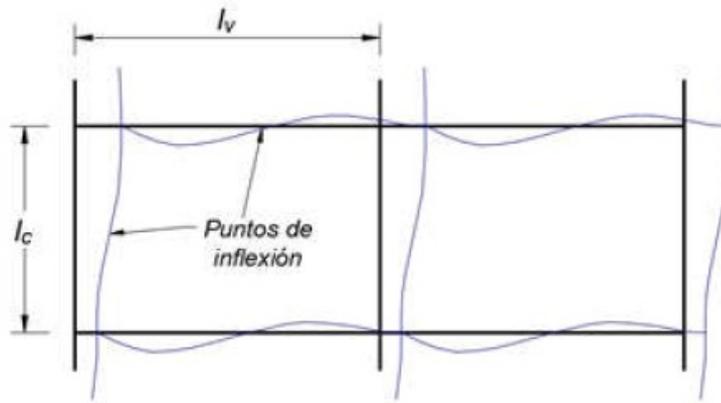


Ductilidad de la sección

$$\mu_\phi := \frac{\phi_u}{\phi_y} = 6.155$$

13.- Estimación de la ductilidad de entrepiso (mecanismo de columna fuerte-viga débil)





Longitud plástica

$$l_p := \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m}$$

longitud de la columna

$$l_c := 420 \text{ cm}$$

Ductilidad de entrepiso

$$\mu_{\Delta} := 1 + 3 \frac{l_p}{l_c} \cdot (\mu_{\phi} - 1) = 2.105$$

DETALLES DEL REFUERZO

		Varilla 1 [cm]	Cantidad u	Varilla 2 [cm]	Cantidad u	Colocado [cm2]	Requerido [cm2]	Cumple
Superior	Izquierda	2.22	3	2.00	3	21.07	19.61	OK
	Central	2.00	2			6.28	5.50	OK
	Derecha	2.22	3	2.00	3	21.07	19.61	OK
Inferior	Izquierda	2.22	3			11.64	10.53	OK
	Central	2.00	5			15.71	14.51	OK
	Derecha	2.22	3			11.64	10.53	OK

Separación mínima de varillas [ACI 318-14, Cap. 9, 9.7.2.1]

Debe cumplirse que las varillas deben tener una separación mínima del mayor entre 2.5cm y 4/3 del diámetro máximo del agregado

Diámetro máximo agregado $d_{max} := \frac{3}{4} \text{ in}$

Ancho de la viga $b = 0.3 \text{ m}$

Recubrimiento $r = 0.05 \text{ m}$

Diámetro de la varilla $d_b := d_{1_s1}$

Número de varillas por fila $n := n_{1_s1}$

Separación mínima $s_{min} := \max\left(2.5 \text{ cm}, d_b, \frac{4}{3} d_{max}\right) = 0.025 \text{ m}$

Separación real $s := \frac{b - 2r - n \cdot d_b}{n - 1} = 6.666 \text{ cm}$

Cumple

$cumple := \text{if}(s > s_{min}, \text{"Ok"}, \text{"Revisar"})$
 $cumple = \text{"Ok"}$

Detalle longitudinal

Continuidad de las varillas [ACI Cap. 18, 18.4.2.1]

Las vigas deben tener al menos dos barras continuas colocadas tanto en la cara superior como en la inferior. Las barras inferiores continuas deben tener un área no menor a un cuarto del área máxima de las barras inferiores a lo largo del vano. Estas barras deben estar ancladas para desarrollar f_y y en tracción en la cara de apoyo.

Empalmes [ACI Cap. 18, 18.6.3.3]

Sólo se permiten empalmes por traslapo de refuerzo longitudinal corrugado cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento o espirales en la longitud de empalme por traslapo. El espaciamiento del refuerzo transversal que confina las barras traslapadas no debe exceder al menor entre $d/4$ y 100 mm. No deben usarse empalmes por traslapo en ubicaciones identificadas de (a) hasta (c):

- (a) Dentro de los nudos.
- (b) En una distancia de dos veces la altura de la viga medida desde la cara del nudo
- (c) Dentro de una distancia del doble de la altura de la viga medida desde secciones donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de los desplazamientos laterales que excedan el rango elástico de comportamiento.

Longitud de desarrollo en barras a tracción [ACI Cap. 18, 18.8.5.1]

Para varillas de diámetros de 10 a 36 terminados con gancho estándar se debe ser la ecuación a continuación y al menos:

- Mayor entre 8db y 150mm para concreto de peso normal
- Mayor entre 10db y 190 mm para concreto liviano

Concreto Liviano u normal	$c := n$	n : normal , l : liviano
Diámetro de varilla	$db := db_long = 0.02 \text{ m}$	
Coefficiente para concreto liviano	$\lambda_l := 1$	
Coefficiente para concreto normal	$\lambda_g := 0.75$	

$$l_{dh} := \begin{cases} \text{if } c = n \\ \left\| \max \left(8 \text{ db}, 150 \text{ mm}, \frac{fy \cdot db}{5.4 \cdot \lambda_g \cdot \frac{kgf^{0.5}}{cm} \cdot \sqrt{f'c}} \right) \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \max \left(10 \text{ db}, 190 \text{ mm}, \frac{fy \cdot db}{5.4 \cdot \lambda_l \cdot \frac{kgf^{0.5}}{cm} \cdot \sqrt{f'c}} \right) \right\| \end{cases} = 1.239 \text{ m}$$

Longitud de desarrollo [ACI Cap. 18, 18.8.5.3]

Para barras de diámetro No. 10 a No. 36, l_d , la longitud de desarrollo en tracción para una barra recta, debe ser al menos igual a la mayor de (a) y (b):

- (a) 2.5 veces la longitud requerida en 18.8.5.1 si el espesor de concreto colocado fresco en una sola operación debajo la barra no excede de 300 mm.
- (b) 3.25 veces la longitud requerida en 18.8.5.1 si el espesor de concreto colocado fresco en una sola operación debajo de la barra excede de 300 mm.

$$l_d := \begin{cases} \text{if } db < 300 \text{ mm} \\ \left\| 2.5 l_{dh} \right\| \\ \text{else if } db \geq 300 \text{ mm} \\ \left\| \dots \right\| \end{cases} = 3.099 \text{ m}$$

Refuerzo transversal

18.6.4.1 Deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de las vigas:

- (a) En una longitud igual a dos veces la altura de la viga, medida desde la cara de miembros de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos de la viga.
- (b) En longitudes iguales a dos veces la altura de la viga a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a los desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento.

18.8.2.3 Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviese el nudo viga-columna, para concretos de peso normal la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de viga de mayor diámetro o 26 veces el diámetro de la barra longitudinal más larga para concretos livianos.

Nudos

18.8.2.4 La altura h del nudo no debe ser menor que la mitad de la altura de cualquier viga que llegue al nudo, que genere cortante en el nudo y que sea parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. Aplica para vigas que se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

Altura de nudo	$h_{nudo} := 30 \text{ cm}$	Espesor de la columna
Cumple	$cumple := \text{if} \left(h_{nudo} \geq \frac{h}{2}, \text{"Ok"}, \text{"revisar"} \right) = \text{"Ok"}$	
	$cumple = \text{"Ok"}$	

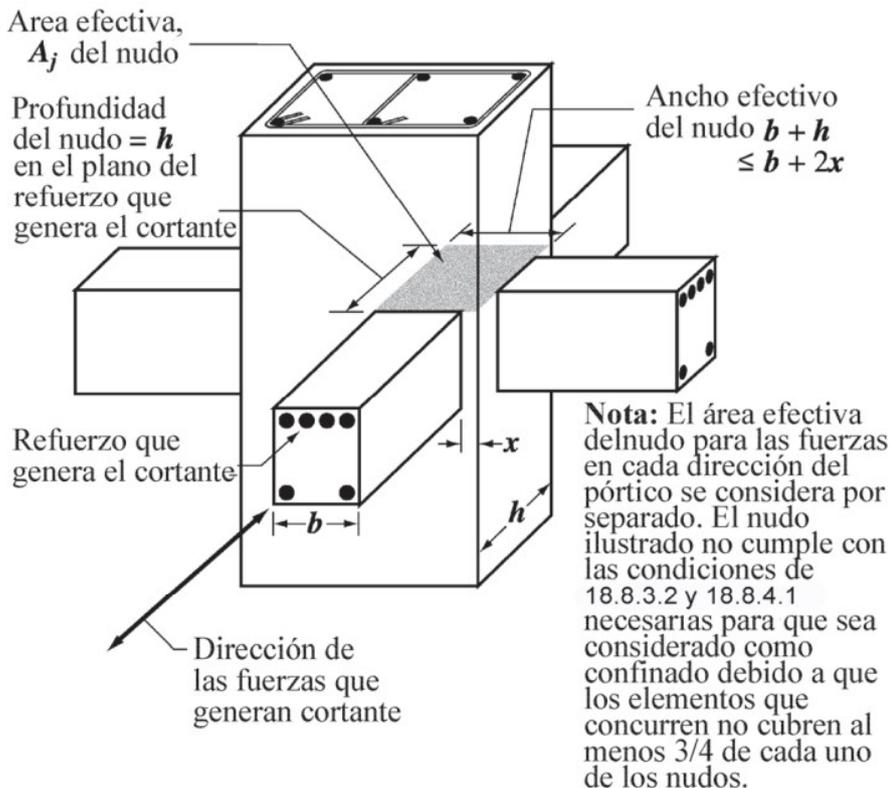


Fig. R18.8.4 — Área efectiva del nudo

18.8.5.4 Las barras rectas que terminan en un nudo deben pasar a través del núcleo confinado de la columna o elemento de borde. Cualquier porción de l_d fuera del núcleo confinado debe incrementarse mediante un factor de 1.6.

Longitud de la barra embebida $l_{dc} := 30 \text{ cm}$

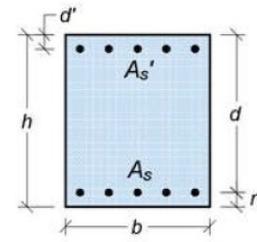
longitud de desarrollo requerida si la barra no está totalmente embebida l_{dm}

$$l_{dm} := 1.6 l_d - 0.6 l_{dc} = 4.778 \text{ m}$$

Viga tipo 2

• Sección de viga

Ancho	$b := 30 \text{ cm}$
Peralte	$h := 60 \text{ cm}$
Recubrimiento inferior	$r := 5 \text{ cm}$
Recubrimiento superior	$d' := 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo	$d := h - r = 0.55 \text{ m}$
Longitud libre de la viga	$Ln := 3.3 \text{ m}$



• Diámetros y áreas de acero de refuerzo

A continuación se describen los diámetros y áreas de las varillas de refuerzo disponibles en el mercado nacional.

$d_{b10} := 0.953 \text{ cm}$	$A_{b10} := 0.713 \text{ cm}^2$
$d_{b12} := 12.7 \text{ mm}$	$A_{b12} := 1.267 \text{ cm}^2$
$d_{b16} := 15.9 \text{ mm}$	$A_{b16} := 1.979 \text{ cm}^2$
$d_{b18} := 18 \text{ mm}$	$A_{b18} := 2.545 \text{ cm}^2$
$d_{b20} := 20 \text{ mm}$	$A_{b20} := 3.142 \text{ cm}^2$
$d_{b22} := 22.23 \text{ mm}$	$A_{b22} := 3.879 \text{ cm}^2$

• Materiales

Concreto

Resistencia hormigón	$f'c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo elasticidad concreto	$Ec := 15100 \cdot \sqrt{\frac{f'c \cdot \text{kgf}}{\text{cm}^2}} = (2.527 \cdot 10^5) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Deformación última del concreto	$\epsilon_{cu} := 0.003$
Peso específico hormigón armado	$\gamma_c := 2500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } f'c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & = 0.85 \\ \parallel 0.85 \\ \text{else if } f'c \leq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & \\ \parallel 0.85 - 0.1 \cdot \frac{f'c - 280}{140} \\ \text{else if } f'c > 560 & \\ \parallel 0.65 \end{cases}$$

Acero

Esfuerzo fluencia acero

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de elasticidad acero

$$E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Deformación cedente del acero

$$\varepsilon_y := 0.002$$

Deformación mínima del acero para falla controlada por tracción

$$\varepsilon_{s.min} := 0.005$$

Factor de sobrerresistencia del acero

$$\alpha := 1.25$$

Factor de minoración para resistencia al corte

$$\phi_v := 0.60$$

Factor de inoración para resistencia a flexión

$$\phi_b := 0.90$$

• Revisión de límites dimensionales [ACI 318-14 18.6.2.1]

Según ACI 318-14 9.3.1.1 la altura mínima de vigas no preesforzadas debe cumplir que

Vigas con un extremo continuo $cumple := \text{if} \left(h \geq \frac{Ln}{18.5}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"} \right)$

$$cumple = \text{"Cumple"}$$

Ambos extremos continuos $cumple := \text{if} \left(h \geq \frac{Ln}{21}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"} \right)$

$$cumple = \text{"Cumple"}$$

Revisión de que la luz libre sea mayor a 4 veces el peralte efectivo [ACI 318-14 18.6.2.1]

$$4 d = 2.2 \text{ m}$$

$$c1 := \text{if} (Ln \geq 4 d, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

$$c1 = \text{"Ok"}$$

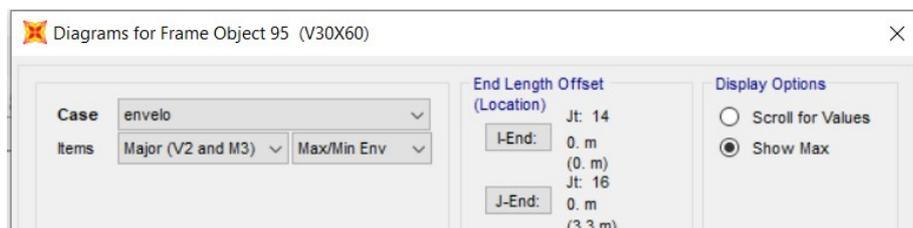
El ancho de sección debe ser al menos igual a 0.3 veces la altura de la misma y 250mm [ACI 318-14 18.6.2.1]

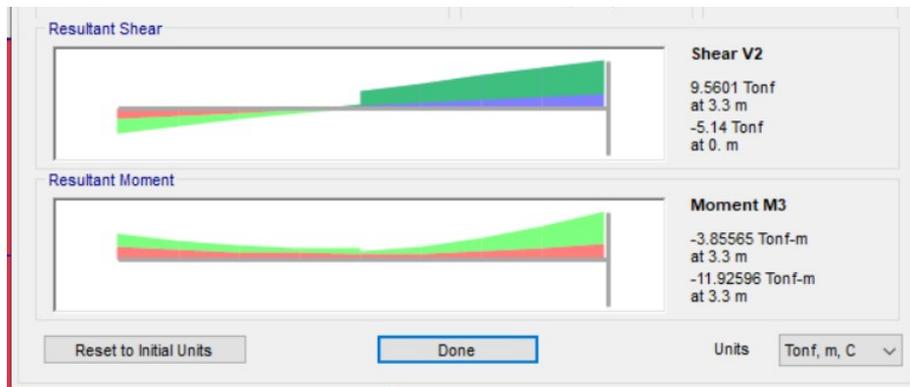
$$c2 := \text{if} (b \geq \min(250 \text{ mm}, 0.3 \cdot h), \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

$$c2 = \text{"Ok"}$$

• Diseño de refuerzo longitudinal

Momentos últimos

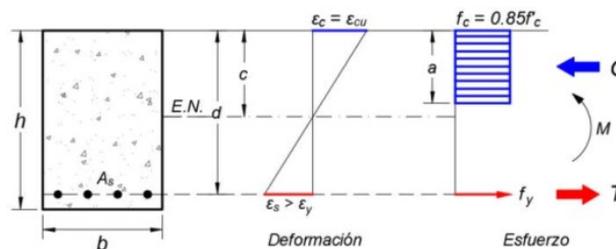




$$\begin{aligned}
 Mu_{neg1} &:= 6.38 \text{ tonnef} \cdot m & Mu_{neg_cen} &:= 2.8 \text{ tonnef} \cdot m & Mu_{neg2} &:= 11.93 \text{ tonnef} \cdot m \\
 Mu_{pos1} &:= 0 \text{ tonnef} \cdot m & Mu_{pos_cen} &:= 0 \text{ tonnef} \cdot m & Mu_{pos2} &:= 0 \text{ tonnef} \cdot m
 \end{aligned}$$

Definición de la resistencia nominal a flexión

6.2.- Definición de la resistencia nominal a flexión



• Acero mínimo

Se debe cumplir que el acero mínimo colocado sea el siguiente de acuerdo con ACI 318-14 9.6.1.2

$$As_{min} := \max \left(\frac{14 \frac{kgf}{cm^2}}{fy} \cdot b \cdot d, \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c} \frac{kgf}{cm^2}}{fy} \cdot b \cdot d \right) = 5.5 \text{ cm}^2$$

• Acero longitudinal requerido en cada una de las secciones de la viga

Momento negativo 1

Momento último $Mu := Mu_{neg1} = 6.38 \text{ tonnef} \cdot m$

Profundidad bloque de Whitney $a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{0.85 \cdot f'_c \cdot \phi_b \cdot b}} = 1.836 \text{ cm}$

Profundidad eje neutro $c := \frac{a}{\beta_1} = 2.16 \text{ cm}$

Profundidad del eje neutro para asegurar falla por tensión

$$\beta_1$$
$$c_{max} := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s.min}} \cdot d = 20.625 \text{ cm}$$

Verificación de cumplimiento de falla de compresión

$$c3 := \text{if}(c \leq c_{max}, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar sección"}) = \text{"Ok"}$$
$$c3 = \text{"Ok"}$$

$$As_{sup1} := \max\left(\frac{Mu}{\phi_b \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}, As_{min}\right)$$
$$As_{sup1} = 5.5 \text{ cm}^2$$

Momento positivo 1

Momento último

$$Mu := Mu_{pos1} = 0 \text{ tonnef} \cdot m$$

Profundidad bloque de Whitney

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{0.85 \cdot f'c \cdot \phi_b \cdot b}} = 0 \text{ cm}$$

Profundidad eje neutro

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 0 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro para asegurar falla por tensión

$$c_{max} := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s.min}} \cdot d = 20.625 \text{ cm}$$

Verificación de cumplimiento de falla de compresión

$$c3 := \text{if}(c \leq c_{max}, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar sección"}) = \text{"Ok"}$$
$$c3 = \text{"Ok"}$$

$$As_{inf1} := \max\left(\frac{Mu}{\phi_b \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}, As_{min}\right)$$
$$As_{inf1} = 5.5 \text{ cm}^2$$

Momento negativo 2

Momento último

$$Mu := Mu_{neg2} = 11.93 \text{ tonnef} \cdot m$$

Profundidad bloque de Whitney

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{0.85 \cdot f'c \cdot \phi_b \cdot b}} = 3.486 \text{ cm}$$

Profundidad eje neutro

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 4.101 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro para asegurar falla por tensión

$$c_{max} := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s.min}} \cdot d = 20.625 \text{ cm}$$

Verificación de cumplimiento de falla de compresión

$$c3 := \text{if}(c \leq c_{max}, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar sección"}) = \text{"Ok"}$$
$$c3 = \text{"Ok"}$$

$$As_{sup2} := \max\left(\frac{Mu}{\phi_b \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}, As_{min}\right)$$

$$A_{s_{sup2}} = 5.926 \text{ cm}^2$$

Momento positivo 2

Momento último

$$Mu := Mu_{pos2} = 0 \text{ tonnef} \cdot m$$

Profundidad bloque de Whitney

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{0.85 \cdot f'c \cdot \phi_b \cdot b}} = 0 \text{ cm}$$

Profundidad eje neutro

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 0 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro para asegurar falla por tensión

$$c_{max} := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{s.min}} \cdot d = 20.625 \text{ cm}$$

Verificación de cumplimiento de falla de compresión

$$c3 := \text{if}(c \leq c_{max}, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar sección"}) = \text{"Ok"}$$

$$c3 = \text{"Ok"}$$

$$A_{s_{inf2}} := \max\left(\frac{Mu}{\phi_b \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}, A_{s_{min}}\right)$$

$$A_{s_{inf2}} = 5.5 \text{ cm}^2$$

Momento negativo central

Momento último

$$Mu := Mu_{neg_cen} = 2.8 \text{ tonnef} \cdot m$$

Profundidad bloque de Whitney

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{0.85 \cdot f'c \cdot \phi_b \cdot b}} = 0.798 \text{ cm}$$

Profundidad eje neutro

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 0.939 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro para asegurar falla por tensión

$$c_{max} := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{s.min}} \cdot d = 20.625 \text{ cm}$$

Verificación de cumplimiento de falla de compresión

$$c3 := \text{if}(c \leq c_{max}, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar sección"}) = \text{"Ok"}$$

$$c3 = \text{"Ok"}$$

$$A_{s_{sup_cen}} := \max\left(\frac{Mu}{\phi_b \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}, A_{s_{min}}\right)$$

$$A_{s_{sup_cen}} = 5.5 \text{ cm}^2$$

Momento positivo central

Momento último

$$Mu := Mu_{pos_cen} = 0 \text{ tonnef} \cdot m$$

Profundidad bloque de Whitney

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{0.85 \cdot f'c \cdot \phi_b \cdot b}} = 0 \text{ cm}$$

$$\sqrt{0.85 \cdot f'c \cdot \phi_b \cdot b}$$

Profundidad eje neutro

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 0 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro para asegurar falla por tensión

$$c_{max} := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s,min}} \cdot d = 20.625 \text{ cm}$$

Verificación de cumplimiento de falla de compresión

$$c3 := \text{if}(c \leq c_{max}, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar sección"}) = \text{"Ok"}$$

$$c3 = \text{"Ok"}$$

$$A_{s_{inf_cen}} := \max\left(\frac{Mu}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}, A_{s_{min}}\right)$$

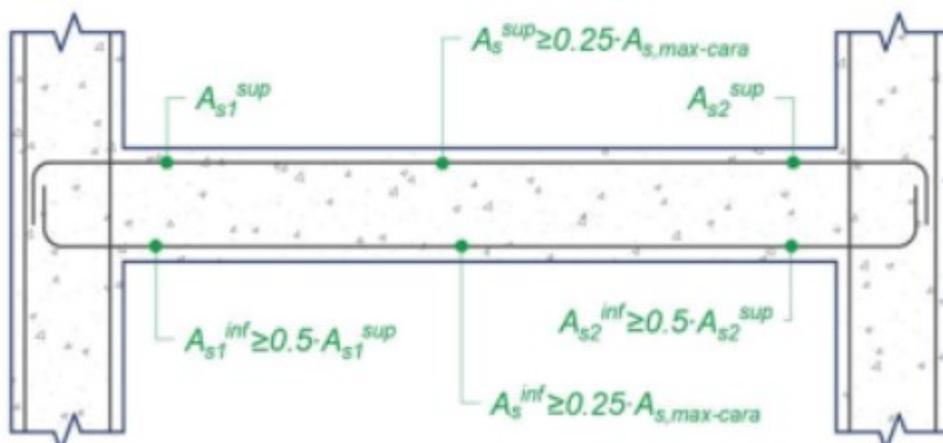
$$A_{s_{inf_cen}} = 5.5 \text{ cm}^2$$

Requisitos de acero longitudinal por ductilidad

Siguiendo las recomendaciones de ACI 318-14 18.6.3.2 la resistencia a momento positivo en el extremo debe ser al menos la mitad de la resistencia del momento negativo. De la misma forma, en el resto de la sección de la viga debe ser al menos un cuarto de la resistencia máxima proporcionada en los nudos.



Para lograr este requerimiento, el refuerzo se dispone de la manera sugerida.



Extremo 1

Acero requerido superior

$$As_{sup1} = 5.5 \text{ cm}^2$$

Diámetro varilla 1

$$d_{1_s1} := d_{b20}$$

Cantidad

$$n_{1_s1} := 2$$

Diámetro varillas 2

$$d_{2_s1} := d_{b20}$$

Cantidad varillas

$$n_{2_s1} := 0$$

Acero empleado superior

$$As_{sup1_def} := n_{1_s1} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{1_s1}^2 + n_{2_s1} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{2_s1}^2 = 6.283 \text{ cm}^2$$

Acero requerido inferior

$$As_{inf1} := \max(As_{inf1}, 0.5 As_{sup1_def}) = 5.5 \text{ cm}^2$$

Diámetro varilla 1

$$d_{1_i1} := d_{b20}$$

Cantidad

$$n_{1_i1} := 2$$

Acero empleado inferior

$$As_{inf1_def} := n_{1_i1} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{1_i1}^2 = 6.283 \text{ cm}^2$$

Extremo 2

Acero requerido superior

$$As_{sup2} = 5.926 \text{ cm}^2$$

Diámetro varilla 1

$$d_{1_s2} := d_{b20}$$

Cantidad

$$n_{1_s2} := 2$$

Diámetro varillas 2

$$d_{2_s2} := d_{b20}$$

Cantidad varillas

$$n_{2_s2} := 0$$

Acero empleado superior

$$As_{sup2_def} := n_{1_s2} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{1_s2}^2 + n_{2_s2} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{2_s2}^2 = 6.283 \text{ cm}^2$$

Acero requerido inferior

$$As_{inf2} := \max(As_{inf2}, 0.5 As_{sup2_def}) = 5.5 \text{ cm}^2$$

Diámetro varilla 1

$$d_{1_i2} := d_{b22}$$

Cantidad

$$n_{1_i2} := 3$$

Acero empleado inferior

$$As_{inf2_def} := n_{1_i1} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{1_i1}^2 = 6.283 \text{ cm}^2$$

Centro

Acero máximo viga

$$As_{max} := \max(As_{sup1_def}, As_{inf1_def}, As_{sup2_def}, As_{inf2_def}) = 6.283 \text{ cm}^2$$

Acero requerido superior

$$As_{sup_cen_req} := \max(As_{sup_cen}, 0.25 As_{max}) = 5.5 \text{ cm}^2$$

Diámetro varilla 1

$$d_{1_cs} := d_{b20}$$

Cantidad

$$n_{1_cs} := 2$$

$$As_{sup_cen_def} := n_{1_cs} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{1_cs}^2 = 6.283 \text{ cm}^2$$

Acero requerido inferior
 Diámetro varilla 1
 Cantidad

$$A_{s_{inf_cen_req}} := \max(A_{s_{inf_cen}}, 0.25 A_{s_{max}}) = 5.5 \text{ cm}^2$$

$$d_{1_ci} := d_{b20}$$

$$n_{1_ci} := 5$$

$$A_{s_{inf_cen_def}} := n_{1_ci} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{1_ci}^2 = 15.708 \text{ cm}^2$$

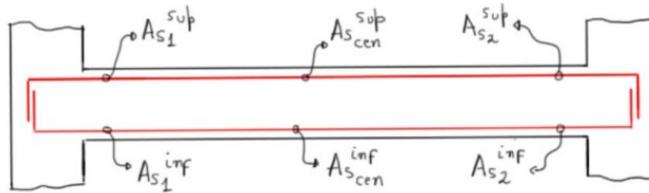
Resumen:

		Varilla 1 [cm]	Cantidad u	Varilla 2 [cm]	Cantidad u	Colocado [cm2]	Requerido [cm2]	Cumple
Superior	Izquierda	2.00	2	2.00	0	6.28	5.50	OK
	Central	2.00	2			6.28	5.50	OK
	Derecha	2.00	2	2.00	0	6.28	5.93	OK
Inferior	Izquierda	2.00	2			6.28	5.50	OK
	Central	2.00	5			15.71	5.50	OK
	Derecha	2.22	3			6.28	5.50	OK

$$A_{s_{sup1_def}} = 6.283 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{sup_cen_def}} = 6.283 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{sup2_def}} = 6.283 \text{ cm}^2$$



$$A_{s_{inf1_def}} = 6.283 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{inf_cen_def}} = 15.708 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{inf2_def}} = 6.283 \text{ cm}^2$$

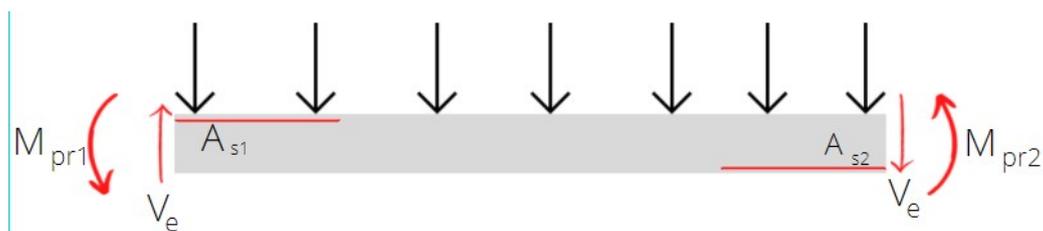
Mínima varilla usada
 longitudinalmente

$$d_{b_long} := d_{b20} = 0.02 \text{ m}$$

• **Demanda por corte**

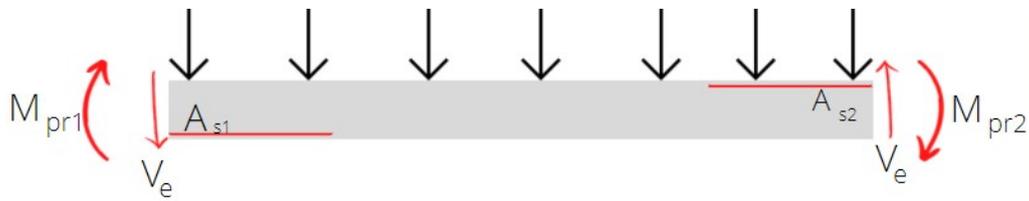
Para revisar la fuerza cortante mayorada, debe revisarse el diagrama de cuerpo libre cortando la viga en los extremos y tomando los momentos allí iguales a la resistencia nominal a momento actuando con curvatura inversa a flexión, tanto en el sentido de las manecillas del reloj como en sentido contrario a las manecillas del reloj. [ACI 318-14 18.4.2.3]

Caso A: Momentos probables de la viga en sentido antihorario

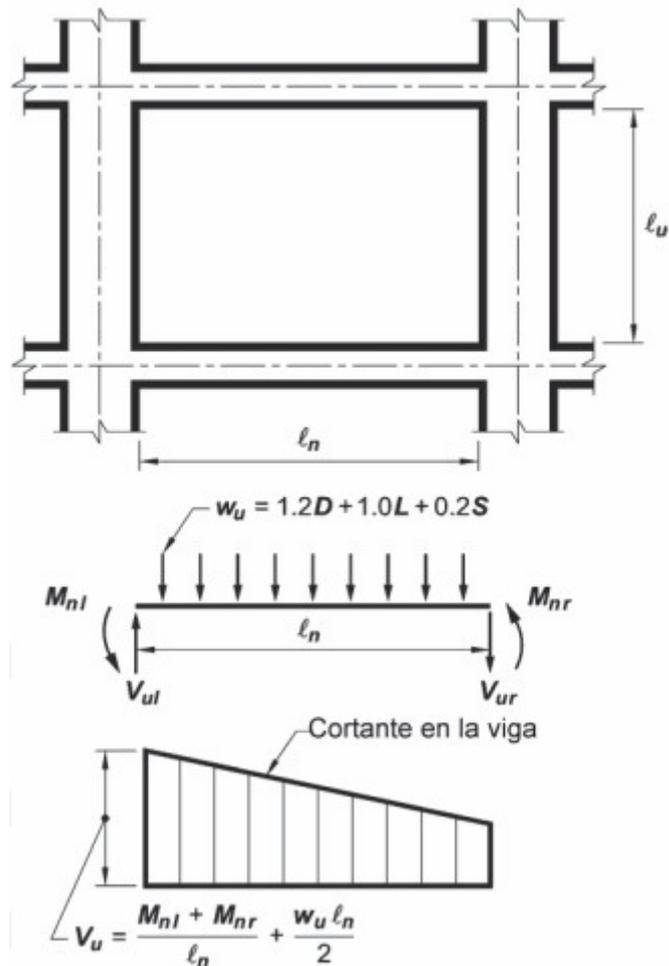


Caso B: Momentos probables de la viga en sentido horario





Para determinar el cortante máximo en la viga se suponen simultáneamente las resistencias nominales a momento en cada extremo de la luz libre [ACI 318-14 18.4.2]



(ACI 318-14 18.4.2)

De esta forma el cortante probable es la sumatoria de los momentos máximos probables ocurridos en cada extremo divididos para la longitud libre. Por su parte, esto sumado al momento por cargas gravitacionales otorgaría el cortante para el cual debe diseñarse la viga. [ACI 318-14 18.4.2]

Cortante gravitacional

$$V_g = \frac{W_u \cdot L_n}{2}$$

Cortante probable

$$V_p = \frac{\Sigma M_{pr}}{L_n} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n}$$

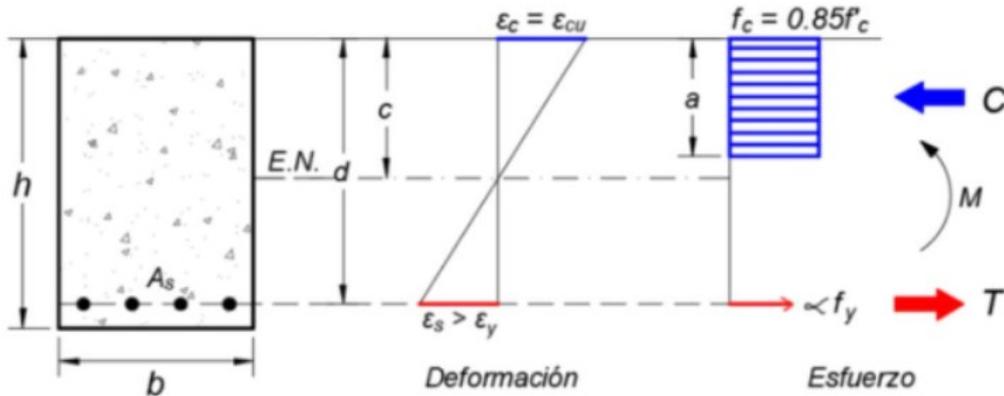
Por su parte el momento probable se obtiene de

$$M_{pr} = \alpha \cdot F_y \cdot A_{s_traccion} \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\alpha = 1.25 \quad a = \beta_1 \cdot c$$

Cortante de diseño
 $V_e = V_g + V_p$

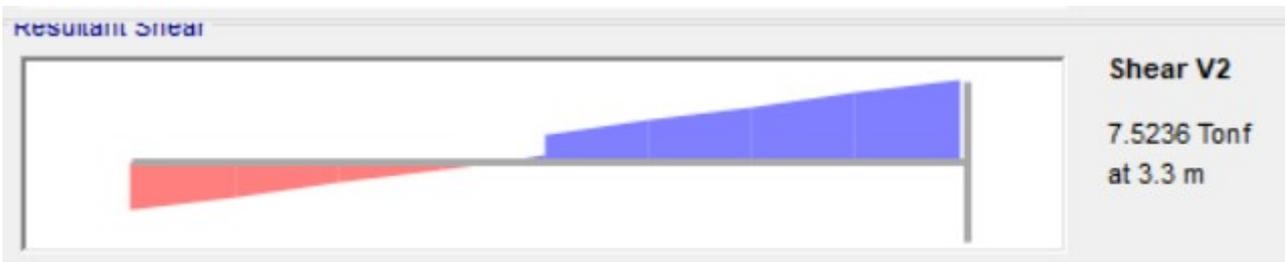
Resistencia máxima probable a flexión



(INESA TECH, 2019)

Cargas distribuidas sobre la viga

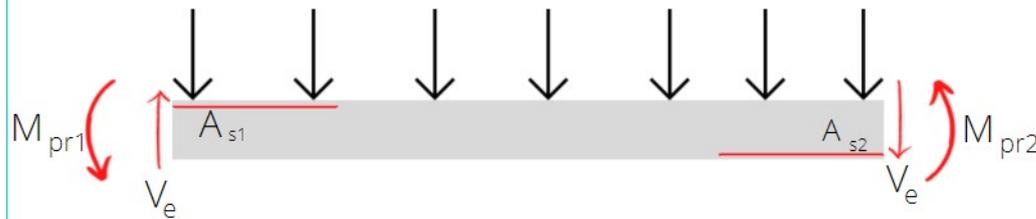
Se obtiene el cortante gravitacional en la viga, ocasionado por una combinación de 1.2 veces el peso propio adicionado a la carga viva.



Cortante

$$V_g := 18.118 \text{ tonnef}$$

Análisis del caso A: Momentos máximos probables en sentido antihorario



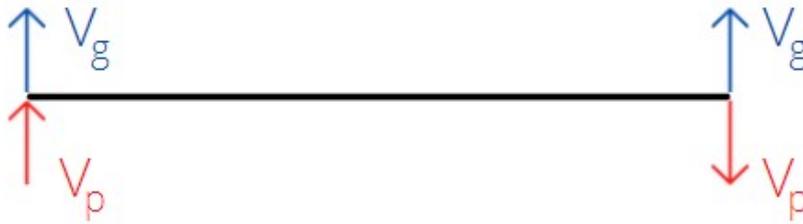
Altura del bloque de whitney extremo 1

$$a := \frac{\alpha \cdot f_y \cdot A_{s_{sup1_def}}}{0.85 f'_c \cdot b} = 4.62 \text{ cm}$$

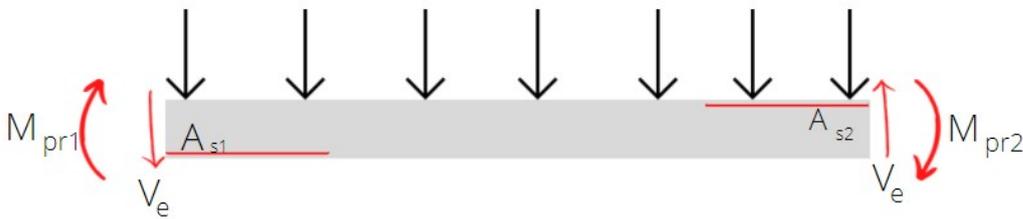
Momento máximo probable extremo 1

$$M_{pr1} := \alpha \cdot f_y \cdot A_{s_{sup1_def}} \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 17.381 \text{ tonnef} \cdot m$$

Altura del bloque de whitney extremo 2	$a := \frac{\alpha \cdot Jy \cdot As_{inf2_def}}{0.85 f'c \cdot b} = 4.62 \text{ cm}$
Momento máximo probable extremo 2	$Mpr2 := \alpha \cdot fy \cdot As_{inf2_def} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 17.381 \text{ tonnef} \cdot m$
Corte por capacidad	$Vp_A := \frac{Mpr1 + Mpr2}{Ln} = 10.534 \text{ tonnef}$
Corte gravitacional	$Vg = 18.118 \text{ tonnef}$
Corte máximo probable extremo 1	$Ve1_A := Vg + Vp_A = 28.652 \text{ tonnef}$
Corte máximo probable extremo 1	$Ve2_A := Vg - Vp_A = 7.584 \text{ tonnef}$

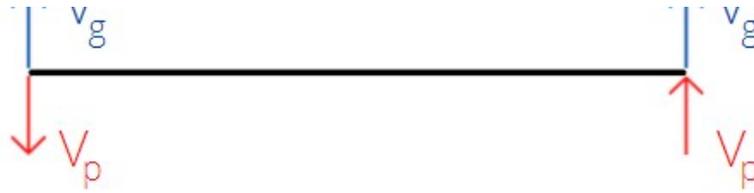


Análisis del caso B: Momentos máximos probables en sentido horario



Altura del bloque de whitney extremo 1	$a := \frac{\alpha \cdot fy \cdot As_{inf1_def}}{0.85 f'c \cdot b} = 4.62 \text{ cm}$
Momento máximo probable extremo 1	$Mpr1 := \alpha \cdot fy \cdot As_{inf1_def} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 17.381 \text{ tonnef} \cdot m$
Altura del bloque de whitney extremo 2	$a := \frac{\alpha \cdot fy \cdot As_{sup2_def}}{0.85 f'c \cdot b} = 4.62 \text{ cm}$
Momento máximo probable extremo 2	$Mpr2 := \alpha \cdot fy \cdot As_{sup2_def} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 17.381 \text{ tonnef} \cdot m$
Corte por capacidad	$Vp_B := \frac{Mpr1 + Mpr2}{Ln} = 10.534 \text{ tonnef}$
Corte gravitacional	$Vg = 18.118 \text{ tonnef}$
Corte máximo probable extremo 1	$Ve1_B := Vg - Vp_A = 7.584 \text{ tonnef}$
Corte máximo probable extremo 1	$Ve2_B := Vg + Vp_A = 28.652 \text{ tonnef}$





Se tiene que

Extremo 1:

$$Ve_{max1} := \text{if}(Ve1_A > Ve1_B, \text{"Caso A"}, \text{"Caso B"}) = \text{"Caso A"}$$

$$Ve_{max1} := \text{if}(Ve1_A > Ve1_B, Ve1_A, Ve1_B) = 28.652 \text{ tonnef}$$

$$Vp1 := \text{if}(Ve1_A > Ve1_B, Vp_A, Vp_B) = 10.534 \text{ tonnef}$$

$$Vg1 := Vg = 18.118 \text{ tonnef}$$

Extremo 2:

$$Ve_{max2} := \text{if}(Ve2_A > Ve2_B, \text{"Caso A"}, \text{"Caso B"}) = \text{"Caso B"}$$

$$Ve_{max2} := \text{if}(Ve2_A > Ve2_B, Ve2_A, Ve2_B) = 28.652 \text{ tonnef}$$

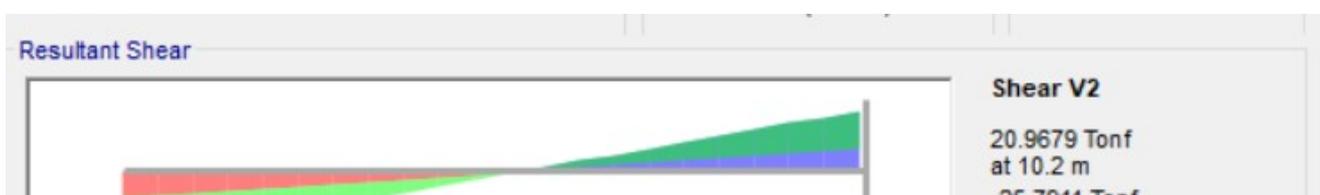
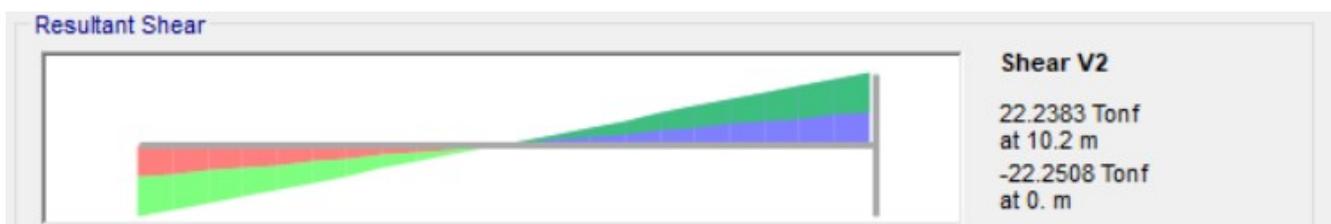
$$Vp2 := \text{if}(Ve2_A > Ve2_B, Vp_A, Vp_B) = 10.534 \text{ tonnef}$$

$$Vg2 := Vg = 18.118 \text{ tonnef}$$

- **Diseño del acero transversal en el extremo 1**

Corte de diseño:

El cortante de diseño será el mayor entre el calculado anteriormente y el otorgado por el programa de análisis estructural



Cortante último	$Vu1 := 20.97 \text{ tonnef}$
Cortante máximo probable	$Ve := Ve_{max1} = 28.652 \text{ tonnef}$
Cortante de diseño	$Vdis := \max(Ve, Vu1) = 28.652 \text{ tonnef}$

Definición de la resistencia por corte del concreto en el extremo 1

[ACI 318-14 18.6.5.2] El refuerzo transversal debe diseñarse para resistir cortante suponiendo que la resistencia al cortante del hormigón es nula ($Vc = 0$), donde ocurran simultáneamente las siguientes condiciones:

a) La fuerza cortante inducida por el sismo Vp , que se determina a través de los momentos máximos probables de la viga, representa la mitad o más del corte de diseño.

$$Vp := Vp1 = 10.534 \text{ tonnef}$$

$$Vdis = 28.652 \text{ tonnef}$$

$$\frac{Vp}{Vdis} = 0.368$$

$$Ra := \text{if} \left(\frac{Vp}{Vdis} \geq 0.5, 0, 1 \right) = 1$$

b) La fuerza axial mayorada en la viga Pu , incluyendo la acción sísmica, es menor que el producto del área gruesa por la resistencia del concreto entre veinte.

$$Pu := 0 \text{ tonnef}$$

$$Ag := b \cdot h = 0.18 \text{ m}^2$$

$$Pc := \frac{Ag \cdot f'c}{20} = 25.2 \text{ tonnef}$$

$$Rb := \text{if} (Pu \leq Pc, 0, 1) = 0$$

Con lo anterior se tiene que

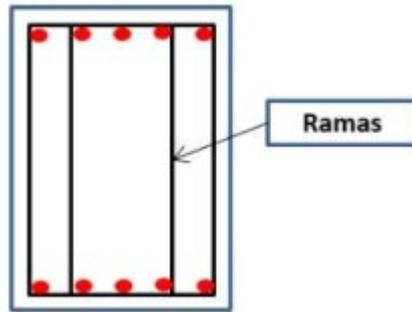
$$Rf := \text{if} (Ra + Rb \geq 1, \text{"Aplica } Vc", \text{"Se desprecia } Vc") = \text{"Aplica } Vc"$$

$$Vc := \text{if} \left(Ra + Rb \geq 1, \left(0.53 \cdot \left(1 + \frac{Pu}{140 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2} \cdot Ag} \right) \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d} \right), 0 \text{ tonnef} \right) = 14.633 \text{ tonnef}$$

$$Vc = 14.633 \text{ tonnef}$$

Disposición del acero transversal en zona de confinamiento en el extremo 1

Definición y separación máxima de estribos por demanda



Demanda por corte en el acero transversal

$$V_s := \frac{V_{dis}}{\phi_v} - V_c = 33.12 \text{ tonnef}$$

Número de ganchos

$$N_{ganchos} := 0$$

Número de estribos cerrados

$$N_{est_cerr} := 1$$

Número de ramas

$$N_r := 2 N_{est_cerr} + N_{ganchos} = 2$$

Diámetro del estribo

$$d_{est} := d_{b12} = 1.27 \text{ cm}$$

Área del estribo

$$A_{es} := \frac{\pi}{4} \cdot d_{est}^2 = 1.267 \text{ cm}^2$$

Área trasversal

$$A_v := N_r \cdot A_{es} = 2.534 \text{ cm}^2$$

Separación máxima requerida en zona de confinamiento

$$s_{max_req} := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 17.671 \text{ cm}$$

Separación máxima normativa de estribos [ACI 318-14 18.6.4.4]

El primer estribo cerrado de confinamiento no debe estar a más de 50mm de la cara de la columna de apoyo. El resto de los estribos no debe exceder las siguientes condiciones:

Menor diámetro del acero longitudinal utilizado

$$d_{b_long} = 0.02 \text{ m}$$

$$s_1 := \frac{d}{4} = 13.75 \text{ cm}$$

$$s_2 := 6 d_{b_long} = 12 \text{ cm}$$

$$s_3 := 15 \text{ cm}$$

$$s_{max_norma} := \min(s_1, s_2, s_3) = 12 \text{ cm}$$

$$s_{max} := \min(s_{max_req}, s_{max_norma}) = 12 \text{ cm}$$

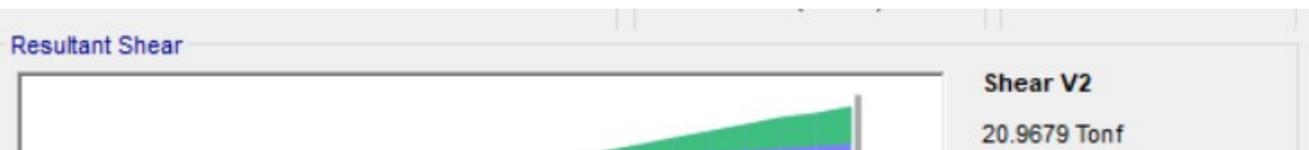
Separación definitiva y longitud de confinamiento [ACI 318-14 18.6.4.1]

Los estribos deben colocarse en una longitud igual a 2h medido desde la cara del miembro de apoyo, hacia el centro de la luz.

$$s_{def1} := 10 \text{ cm}$$

$$L_{conf1} := 2 \cdot h = 1.2 \text{ m}$$

- Diseño del acero transversal en el extremo 2



Corte de diseño:

Cortante último	$Vu2 := 25.79 \text{ tonnef}$
Cortante máximo probable	$Ve := Ve_{max2} = 28.652 \text{ tonnef}$
Cortante de diseño	$Vdis := \max(Ve, Vu2) = 28.652 \text{ tonnef}$

Definición de la resistencia por corte del concreto en el extremo 2

[ACI 318-14 18.6.5.2] El refuerzo transversal debe diseñarse para resistir cortante suponiendo que la resistencia al cortante del hormigón es nula ($Vc = 0$), donde ocurran simultáneamente las siguientes condiciones:

a) La fuerza cortante inducida por el sismo Vp , que se determina a través de los momentos máximos probables de la viga, representa la mitad o más del corte de diseño.

$$Vp := Vp2 = 10.534 \text{ tonnef}$$

$$Vdis = 28.652 \text{ tonnef}$$

$$\frac{Vp}{Vdis} = 0.368$$

$$Ra := \text{if}\left(\frac{Vp}{Vdis} \geq 0.5, 0, 1\right) = 1$$

b) La fuerza axial mayorada en la viga Pu , incluyendo la acción sísmica, es menor que el producto del área gruesa por la resistencia del concreto entre veinte.

$$Pu := 0 \text{ tonnef}$$

$$Ag := b \cdot h = 0.18 \text{ m}^2$$

$$Pc := \frac{Ag \cdot f'c}{20} = 25.2 \text{ tonnef}$$

$$Rb := \text{if}(Pu \leq Pc, 0, 1) = 0$$

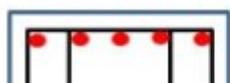
Con lo anterior se tiene que

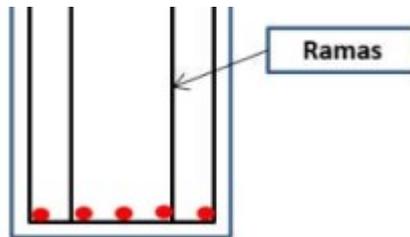
$$Rf := \text{if}(Ra + Rb \geq 1, \text{"Aplica } Vc", \text{"Se desprecia } Vc") = \text{"Aplica } Vc"$$

$$Vc := \text{if}\left(Ra + Rb \geq 1, \left(0.53 \cdot \left(1 + \frac{Pu}{140 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2} \cdot Ag}\right) \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d}\right), 0 \text{ tonnef}\right) = 14.633 \text{ tonnef}$$

$$Vc = 14.633 \text{ tonnef}$$

Disposición del acero transversal en zona de confinamiento en el extremo 2





Definición y separación máxima de estribos por demanda

Demanda por corte en el acero transversal	$V_s := \frac{V_{dis}}{\phi_v} - V_c = 33.12 \text{ tonnef}$
Número de ganchos	$N_{ganchos} := 0$
Número de estribos cerrados	$N_{est_cerr} := 1$
Número de ramas	$N_r := 2 \quad N_{est_cerr} + N_{ganchos} = 2$
Diámetro del estribo	$d_{est} := d_{b12} = 1.27 \text{ cm}$
Área del estribo	$A_{es} := A_{b12} = 1.267 \text{ cm}^2$
Área trasversal	$A_v := N_r \cdot A_{es} = 2.534 \text{ cm}^2$
Separación máxima requerida en zona de confinamiento	$s_{max_req} := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 17.674 \text{ cm}$

Separación máxima normativa de estribos [ACI 318-14 18.6.4.4]

El primer estribo cerrado de confinamiento no debe estar a más de 50mm de la cara de la columna de apoyo. El resto de los estribos no debe exceder las siguientes condiciones:

Menor diámetro del acero longitudinal utilizado	$db_long = 2 \text{ cm}$	
$s_1 := \frac{d}{4} = 13.75 \text{ cm}$	$s_2 := 6 \cdot db_long = 12 \text{ cm}$	$s_3 := 15 \text{ cm}$
$s_{max_norma} := \min(s_1, s_2, s_3) = 12 \text{ cm}$		
$s_{max} := \min(s_{max_req}, s_{max_norma}) = 12 \text{ cm}$		

Separación definitiva y longitud de confinamiento [ACI 318-14 18.6.4.1]

Los estribos deben colocarse en una longitud igual a $2h$ medido desde la cara del miembro de apoyo, hacia el centro de la luz.

$$s_{def2} := 10 \text{ cm}$$

$$L_{conf2} := 2 \cdot h = 1.2 \text{ m}$$

- **Disposición del acero transversal fuera de la zona de confinamiento**

Se mantiene el mismo diámetro y definición de estribos utilizados en la zona de confinamiento, pero se hace un ajuste de separación de los mismos

a) Fuera de la zona de confinamiento (sin solapes) [ACI 318-14 18.6.4.6]

Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud de la viga.

Separación general máxima $S_{gen_max} := \frac{d}{2} = 27.5 \text{ cm}$

Separación a utilizar $S_{gen_def} := 25 \text{ cm}$

$cumple := \text{if}(S_{gen_max} \leq S_{gen_def}, \text{"Cambiar"}, \text{"Ok"}) = \text{"Ok"}$
 $cumple = \text{"Ok"}$

b) Fuera de la zona de confinamiento (Solapes)

Separación máxima $S_{sol_max} := \min\left(10 \text{ cm}, \frac{d}{4}\right) = 10 \text{ cm}$

Separación a usar $S_{sol_def} := 10 \text{ cm}$

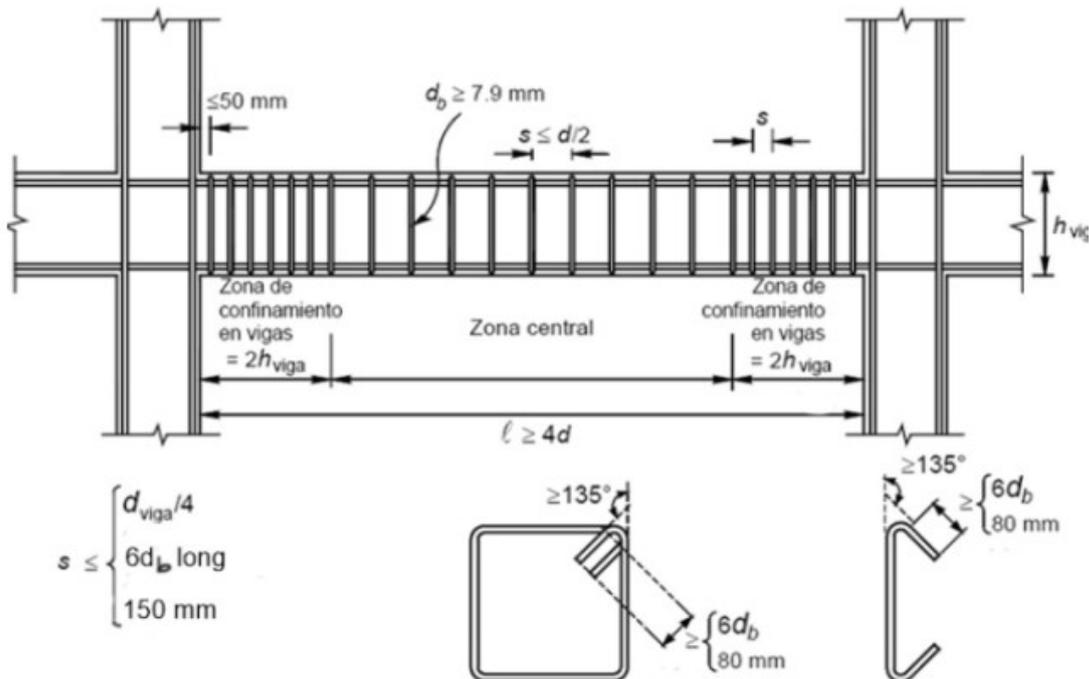
c) Longitud de la parte central

Longitud libre de la viga $L_n = 3.3 \text{ m}$

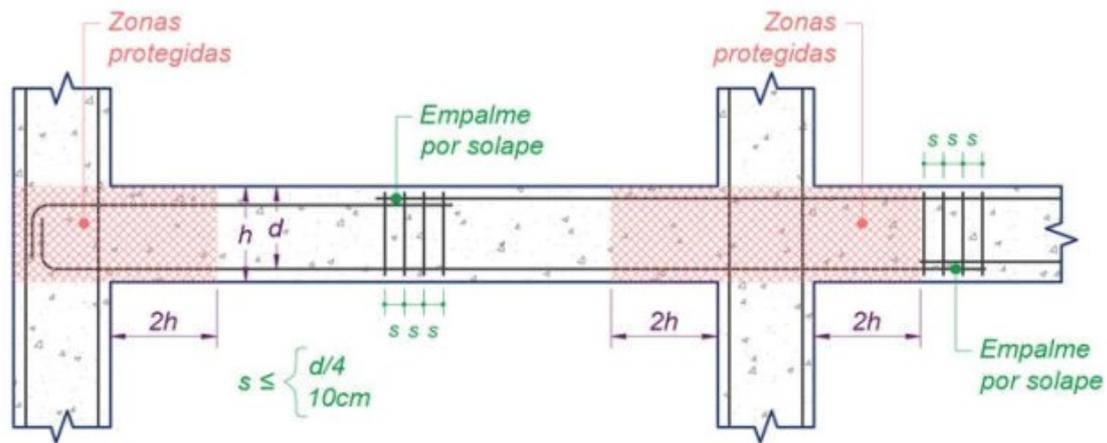
Longitud de la parte central entre zonas de confinamiento $L_{cen} := L_n - L_{conf1} - L_{conf2} = 0.9 \text{ m}$

• **Detalles típicos**

A) Disposición del acero transversal



b) Ubicación de solapes del acero longitudinal



Revisión de la ductilidad para la sección crítica - Extremo 1

$$A_s := A_{s_{sup1_def}} = 6.283 \text{ cm}^2$$

$$A's := A_{s_{inf1_def}} = 6.283 \text{ cm}^2$$

a) Estudio de la condición de cedencia

Hipótesis:

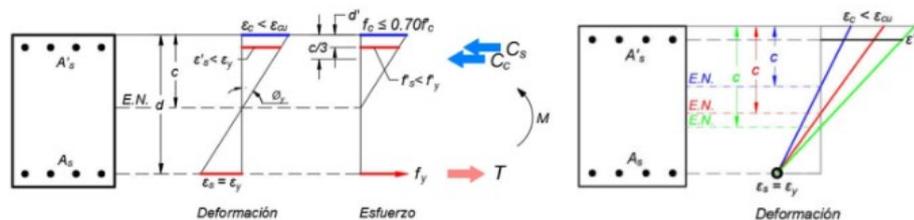
El refuerzo a tracción está cediendo

El refuerzo a compresión no ha cedido

Comportamiento elástico-plástico del acero

El concreto no ha alcanzado su agotamiento

Comportamiento lineal elástico del concreto



El esquema general presenta el acero a tracción en la parte inferior, sin embargo, en este caso la disposición está invertida, es decir, el acero a tracción estaría en la parte superior y las deformaciones a compresión del concreto estarían en la parte inferior de la sección. Debido a esto, bastaría con invertir toda la imagen respecto al eje horizontal

(INESA TECH, 2019)

$$c^2 \cdot \left(\frac{Ec \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} \right) + c \cdot (f_y \cdot (A_s + A's) - f_y \cdot (A's \cdot d' + A_s \cdot d)) = 0$$

$$A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{Ec \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} = 758.014 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := f_y \cdot (A_s + A's) = 52.779 \text{ tonnef}$$

$$D := -(f_y \cdot (A's \cdot d' + A_s \cdot d)) = -15.834 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 11.385 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro

Al obtener la profundidad del eje neutro se verifica que el acero superior a compresión no ha

cedido

$$\varepsilon'_s := \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} = 2.928 \cdot 10^{-4}$$

cumple := if ($\varepsilon'_s < \varepsilon_y$, "Ok", "No cumple") = "Ok"

cumple = "Ok"

$$f'_s := E_s \cdot \varepsilon'_s = 614.834 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Además, se verifica que el concreto tenga un comportamiento elástico:

Estado límite de comportamiento elástico del concreto $f_c_{limite} := 0.7 f'_c = 196 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

$$\varepsilon_c := \frac{\varepsilon_y \cdot c}{d - c} = 5.221 \cdot 10^{-4}$$

cumple := if ($\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$, "Ok", "No cumple") = "Ok"

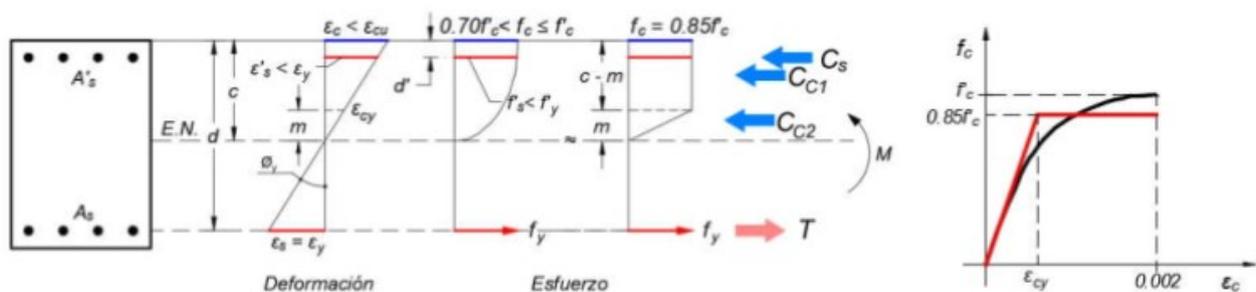
cumple = "Ok"

$$f_c := E_c \cdot \varepsilon_c = 131.909 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

cumple := if ($f_c < f_c_{limite}$, "Ok", "No cumple") = "Ok"

cumple = "Ok"

Debido a que no se cumple, se debe plantear que el concreto se comporta no lineal, para lo cual se establece un modelo bilineal equivalente (elasto-plástico)



(INESA TECH, 2019)

Se asume deformación elástica del concreto

$$\varepsilon_{cy} := 0.0008$$

Eje neutro de la sección

$$c^2 (2 \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 f'_c) - c ((2 \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A'_s) + 0.85 \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d) + 2 \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s$$

$$A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := (2 \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) = 3.427 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := -((2 \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) (0.85 f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A'_s) + 0.85 f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d) = -2.41 \text{ tonnef}$$

$$D := 2 \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') + 0.85 f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 = 0.236 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Eje neutro

$$c := \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4 A \cdot D}}{2 A} = 11.765 \text{ cm}$$

$$m. := \min\left(\frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y}\right) = 17.294 \text{ cm}$$

Al obtener la profundidad del eje neutro se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido

$$\varepsilon'_s := \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} = 3.129 \cdot 10^{-4}$$

cumple := if ($\varepsilon'_s < \varepsilon_y$, "Ok", "No cumple") = "Ok"

cumple = "Ok"

$$f'_s := E_s \cdot \varepsilon'_s = 657.148 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Se define la resultante de tracción y compresión

$$Cc1 := 0.85 f'_c \cdot (c - m.) \cdot b = -39.48 \text{ tonnef}$$

$$Cs := A'_s \cdot f'_s = 4.129 \text{ tonnef}$$

$$Cc2 := 0.85 f'_c \cdot \frac{m.}{2} \cdot b = 61.74 \text{ tonnef}$$

$$T := A_s \cdot f_y = 26.389 \text{ tonnef}$$

Curvatura y momento cedente

$$\text{Curvatura cedente} \quad \phi_y := \frac{\varepsilon_y}{d - c} = 0.005 \frac{1}{m}$$

$$\text{Momento cedente} \quad My := Cc1 \cdot \left(d - \frac{c - m.}{2}\right) + Cc2 \cdot \left(d - c + \frac{2 m.}{3}\right) + Cs \cdot (d - d') = 13.071 \text{ tonnef} \cdot m$$

b) Estudio de la condición última (Agotamiento)

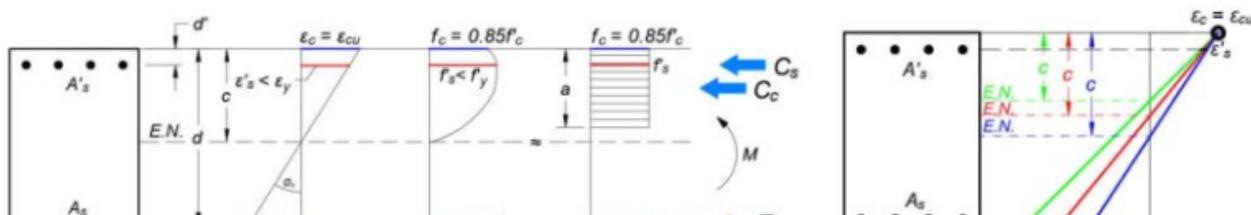
Suposiciones:

El concreto alcanzó su agotamiento

Comportamiento elasto-plástico del acero

El acero inferior a tracción ya cedió

El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido





(INESA TECH, 2019)

Ecuación para determinar el eje neutro de la sección:

$$c^2 \cdot (0.85 f'c \cdot \beta_1 \cdot b) + c (A's \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} - A_s \cdot f_y) - A's \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot d' = 0$$

$$A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := 0.85 f'c \cdot \beta_1 \cdot b = 606.9 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$D := -(A's \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot d') = -1.979 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$B := A's \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} - A_s \cdot f_y = 13.195 \text{ tonnef}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 A \cdot D}}{2 A} = 4.726 \text{ cm}$$

Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero de refuerzo a compresión no esté en cedencia:

$$\varepsilon'_s := \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (c - d')}{c} = -1.738 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{cumple} := \text{if} (\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

$$\text{cumple} = \text{"Ok"}$$

$$f's := E_s \cdot \varepsilon'_s = -365.043 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo en el acero de refuerzo a compresión}$$

Revisión de la deformación en el acero inferior a tracción:

$$\varepsilon_s := \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (d - c)}{c} = 0.032$$

$$\text{if} (\varepsilon_s > 0.005, \text{"Controlada por tracción"}, \text{"En transición"}) = \text{"Controlada por tracción"}$$

Se define la resultante de tracción y compresión

$$\text{Tracción en el acero inferior} \quad T := A_s \cdot f_y = 26.389 \text{ tonnef}$$

$$\text{Profundidad del bloque equivalente a compresión} \quad a := \beta_1 \cdot c = 4.017 \text{ cm}$$

$$\text{Compresión en el concreto} \quad Cc := 0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b = 28.683 \text{ tonnef}$$

$$\text{Compresión en el acero superior} \quad As := A's \cdot f's = -2.294 \text{ tonnef}$$

Finalmente, se obtiene curvatura última y momento último

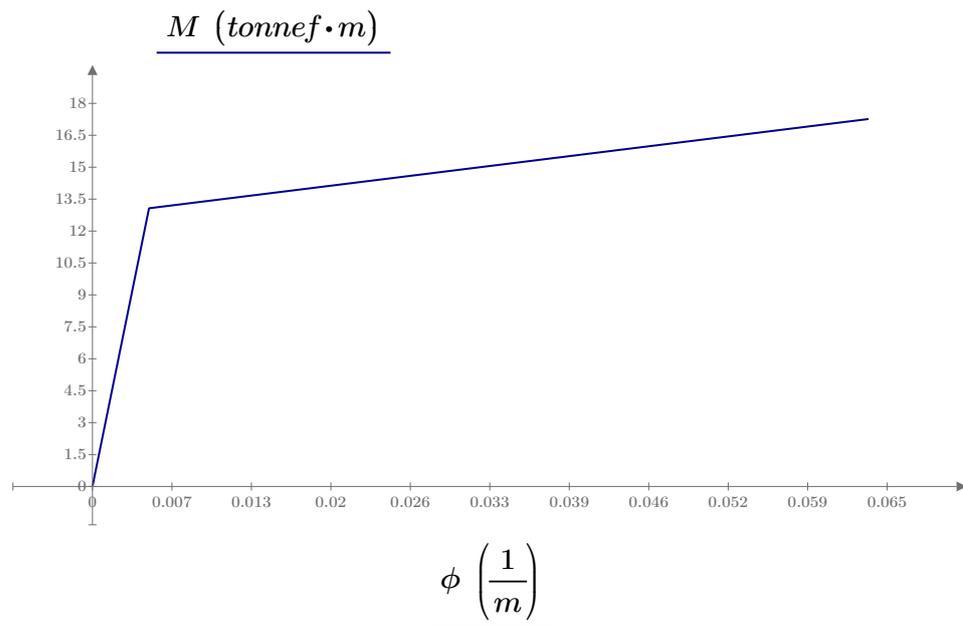
Curvatura última $\phi_u := \frac{\epsilon_{cu}}{c} = 0.063 \frac{1}{m}$

Momento último $M_u := Cc \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + C_s \cdot (d - d') = 17.264 \text{ tonnef} \cdot m$

Gráfica M-f

$M \quad \phi$

0	0
M_y	ϕ_y
M_u	ϕ_u

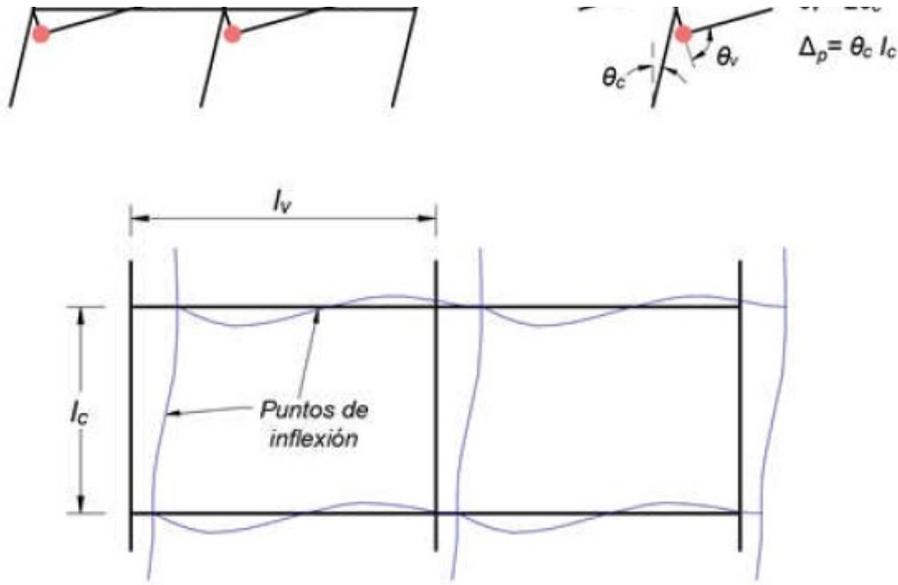


Ductilidad de la sección

$$\mu_\phi := \frac{\phi_u}{\phi_y} = 13.722$$

13.- Estimación de la ductilidad de entrepiso (mecanismo de columna fuerte-viga débil)





Longitud plástica $l_p := \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m}$

longitud de la columna $l_c := 420 \text{ cm}$

Ductilidad de entrepiso $\mu_{\Delta} := 1 + 3 \frac{l_p}{l_c} \cdot (\mu_{\phi} - 1) = 3.726$

QUE SE DEBE VERIFICAR EN LA DUCTILIDAD?

DETALLES DEL REFUERZO

		Varilla 1 [cm]	Cantidad u	Varilla 2 [cm]	Cantidad u	Colocado [cm2]	Requerido [cm2]	Cumple
Superior	Izquierda	2.00	2	2.00	0	6.28	5.50	OK
	Central	2.00	2			6.28	5.50	OK
	Derecha	2.00	2	2.00	0	6.28	5.93	OK
Inferior	Izquierda	2.00	2			6.28	5.50	OK
	Central	2.00	5			15.71	5.50	OK
	Derecha	2.22	3			6.28	5.50	OK

Separación mínima de varillas [ACI 318-14, Cap. 9, 9.7.2.1]

Debe cumplirse que las varillas deben tener una separación mínima del mayor entre 2.5cm y 4/3 del diámetro máximo del agregado

Diámetro máximo agregado $d_{max} := \frac{3}{4} \text{ in}$

Ancho de la viga $b = 0.3 \text{ m}$

Recubrimiento $r = 0.05 \text{ m}$

Diámetro de la varilla $d_b := d_{1-s1}$

Número de varillas por fila $n := n_{1-s1}$

Separación mínima $s_{min} := \max\left(2.5 \text{ cm}, d_b, \frac{4}{3} d_{max}\right) = 0.025 \text{ m}$

Separación real $s := \frac{b - 2r - n \cdot d_b}{n - 1} = 16 \text{ cm}$

$$n - 1$$

Cumple

$cumple := \text{if } (s > s_{min}, \text{“Ok”}, \text{“Revisar”})$
 $cumple = \text{“Ok”}$

Detalle longitudinal

Continuidad de las varillas [ACI Cap. 18, 18.4.2.1]

Las vigas deben tener al menos dos barras continuas colocadas tanto en la cara superior como en la inferior. Las barras inferiores continuas deben tener un área no menor a un cuarto del área máxima de las barras inferiores a lo largo del vano. Estas barras deben estar ancladas para desarrollar f y en tracción en la cara de apoyo.

Empalmes [ACI Cap. 18, 18.6.3.3]

Sólo se permiten empalmes por traslapo de refuerzo longitudinal corrugado cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento o espirales en la longitud de empalme por traslapo. El espaciamiento del refuerzo transversal que confina las barras traslapadas no debe exceder al menor entre $d/4$ y 100 mm. No deben usarse empalmes por traslapo en ubicaciones identificadas de (a) hasta (c):

(a) Dentro de los nudos.

(b) En una distancia de dos veces la altura de la viga medida desde la cara del nudo

(c) Dentro de una distancia del doble de la altura de la viga medida desde secciones donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de los desplazamientos laterales que excedan el rango elástico de comportamiento.

Longitud de desarrollo en barras a tracción [ACI Cap. 18, 18.8.5.1]

Para varillas de diámetros de 10 a 36 terminados con gancho estándar se debe ser la ecuación a continuación y al menos:

-Mayor entre 8db y 150mm para concreto de peso normal

-Mayor entre 10db y 190 mm para concreto liviano

Concreto Liviano u normal

$c := n$

n :normal , l :liviano

Diámetro de varilla

$db := db_long = 0.02 \text{ m}$

Coefficiente para concreto liviano

$\lambda_l := 1$

Coefficiente para concreto normal

$\lambda_g := 0.75$

$$l_{dh} := \text{if } c = n \left| \begin{array}{l} \max \left(8 \text{ db}, 150 \text{ mm}, \frac{fy \cdot db}{5.4 \cdot \lambda_g \cdot \frac{kgf^{0.5}}{cm} \cdot \sqrt{f'c}} \right) \\ \text{else} \\ \max \left(10 \text{ db}, 190 \text{ mm}, \frac{fy \cdot db}{5.4 \cdot \lambda_l \cdot \frac{kgf^{0.5}}{cm} \cdot \sqrt{f'c}} \right) \end{array} \right| = 1.239 \text{ m}$$

Longitud de desarrollo [ACI Cap. 18, 18.8.5.3]

Para barras de diámetro No. 10 a No. 36, l_d , la longitud de desarrollo en tracción para una barra recta, debe ser al menos igual a la mayor de (a) y (b):

(a) 2.5 veces la longitud requerida en 18.8.5.1 si el espesor de concreto colocado fresco en una sola operación debajo la barra no excede de 300 mm.

(b) 3.25 veces la longitud requerida en 18.8.5.1 si el espesor de concreto colocado fresco en una sola operación debajo de la barra excede de 300 mm.

$$l_d := \begin{cases} \text{if } db < 300 \text{ mm} \\ \quad \parallel 2.5 l_{dh} \\ \text{else if } db \geq 300 \text{ mm} \\ \quad \parallel 3.25 l_{dh} \end{cases} = 3.099 \text{ m}$$

Refuerzo transversal

18.6.4.1 Deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de las vigas:

- (a) En una longitud igual a dos veces la altura de la viga, medida desde la cara de miembros de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos de la viga.
- (b) En longitudes iguales a dos veces la altura de la viga a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a los desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento.

18.8.2.3 Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviese el nudo viga-columna, para concretos de peso normal la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de viga de mayor diámetro o 26 veces el diámetro de la barra longitudinal más larga para concretos livianos.

Nudos

18.8.2.4 La altura h del nudo no debe ser menor que la mitad de la altura de cualquier viga que llegue al nudo, que genere cortante en el nudo y que sea parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. Aplica para vigas que se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

Altura de nudo $h_{nudo} := 30 \text{ cm}$ Espesor de la columna

Cumple $cumple := \text{if} \left(h_{nudo} \geq \frac{h}{2}, \text{"Ok"}, \text{"revisar"} \right) = \text{"Ok"}$

$cumple = \text{"Ok"}$

Buscar imagen...

18.8.5.4 Las barras rectas que terminan en un nudo deben pasar a través del núcleo confinado de la columna o elemento de borde. Cualquier porción de l_d fuera del núcleo confinado debe incrementarse mediante un factor de 1.6.

Longitud de la barra embebida $l_{dc} := 30 \text{ cm}$

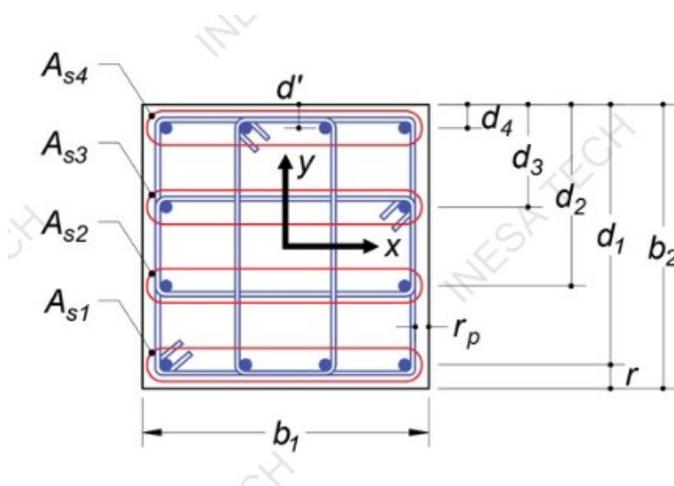
longitud de desarrollo requerida si la barra no está totalmente embebida l_{dm}

$$l_{dm} := 1.6 l_d - 0.6 l_{dc} = 4.778 \text{ m}$$

ANEXO A4.1

Diseño de columna L

DISEÑO DE COLUMNA SMF ACI 318-14



1) Materiales

$$f'_c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$\beta_1 := 0.85 - \frac{0.05 \cdot \left(f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} - 280 \right)}{70} = 0.879$$

$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \quad E_s := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \varepsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.002$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cu} &:= 0.003 & \varepsilon_{0.005} &:= 0.005 \\ \phi_f &:= 0.9 & \phi_v &:= 0.6 \\ \alpha &:= 1.25 \end{aligned}$$

2) Refuerzo

3) Sección

$$\begin{aligned} \text{H} & \quad b_1 := 60 \text{ cm} & r &:= 4 \text{ cm} \\ \text{L} & \quad b_2 := 60 \text{ cm} & t &:= 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$A_g := (b_1 \cdot b_2) - ((b_1 - t) \cdot (b_2 - t)) = (2.7 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

Centroide sección

$$y_{cg} := \frac{(b_2 - t) \cdot t \cdot \frac{b_2}{2} + \left(b_2 - \frac{t}{2} \right) \cdot b_1 \cdot t}{A_g} = 40 \text{ cm}$$

4) Disposición Refuerzo

Estimación de varillas en base a cuantía mínima

$$\text{Acero mínimo} \quad \rho_{min} := 0.01$$

$$d_b := d_{b18} = 18 \text{ mm} \quad d_{est} := d_{b14}$$

$$A_b := A_{b18} = 2.545 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_min} := \rho_{min} \cdot b_1 \cdot b_2 \cdot 1.0 = 36 \text{ cm}^2$$

$$n_{varillas_req} := \frac{A_{s_min}}{A_b} = 14.147$$

Disposición de acero en la sección

$$d_{bb} := d_{b18} \quad d_{bc} := d_{b18}$$

$$A_{sb} := \frac{\pi}{4} \cdot d_{bb}^2 \quad A_{sc} := \frac{\pi}{4} \cdot d_{bc}^2$$

$$A_{spM} := \begin{bmatrix} A_{sb} & A_{sc} & A_{sc} & A_{sb} \\ A_{sc} & A_{sc} & A_{sc} & A_{sc} \\ A_{sc} & 0 & 0 & A_{sc} \\ A_{sc} & 0 & 0 & A_{sc} \\ A_{sb} & 0 & 0 & A_{sb} \end{bmatrix}$$

$$N_{fx} := \text{rows}(A_{spM}) = 5$$

$$N_{fy} := \text{cols}(A_{spM}) = 4$$

$$A_{si} := \begin{bmatrix} \sum A_{spM}^{\widehat{0}} \\ \sum A_{spM}^{\widehat{1}} \\ \sum A_{spM}^{\widehat{2}} \\ \sum A_{spM}^{\widehat{3}} \\ \sum A_{spM}^{\widehat{4}} \end{bmatrix}$$

$$A_s := \sum A_{si} = 35.626 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{A_g} = 0.013$$

$$\text{if} \left(0.01 \leq \frac{A_s}{A_g} \leq 0.06, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”} \right) = \text{“Cumple”}$$

$$d_1 := b_2 - r - d_{est} - \frac{d_b}{2} = 53.7 \text{ cm} \quad d_u := r + d_{est} + \frac{d_b}{2} = 6.3 \text{ cm}$$

$$s_x := \frac{d_1 - d_u}{N_{fx} - 1} = 11.85 \text{ cm}$$

$$d_{1y} := b_1 - r - d_{est} - \frac{d_b}{2} = 53.7 \text{ cm}$$

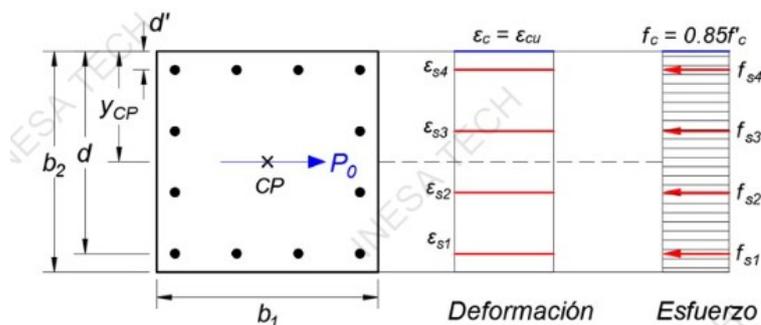
$$s_y := \frac{d_{1y} - d_u}{N_{fy} - 1} = 15.8 \text{ cm}$$

Profundidades del eje de filas de carillas medidas desde la fibra superior

$$d_i := \begin{bmatrix} d_1 \\ d_1 - s_x \\ d_1 - 2 \cdot s_x \\ d_1 - 3 \cdot s_x \\ d_u \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 53.7 \\ 41.85 \\ 30 \\ 18.15 \\ 6.3 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

5) Revisión por flexo compresión

5.1 Compresión Pura



Hipótesis: El concreto alcanzó su agotamiento Los aceros están en cedencia Comportamiento elasto-plástico del acero

Fuerzas en cada fila del concreto

$$f_{si} := f_y \cdot \begin{bmatrix} A_{si}(4) \\ A_{si}(3) \\ A_{si}(2) \\ A_{si}(1) \\ A_{si}(0) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 21.375 \\ 21.375 \\ 21.375 \\ 42.751 \\ 42.751 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

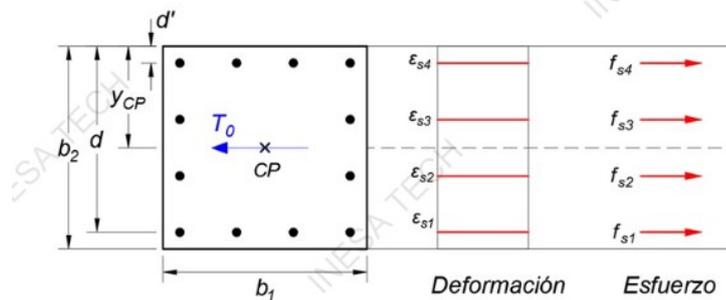
$$C_c := 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_s) = 543.532 \text{ tonnef}$$

$$P_0 := C_c + \sum f_{si} = 693.16 \text{ tonnef}$$

Posición del centroide plástico, medido desde la fibra superior

$$y_{cp} := \frac{(b_2 - y_{cg}) \cdot C_c + \sum_{i=1}^{N_{fe}-1} (f_{si}(i) \cdot d_i(i))}{P_0} = 19.406 \text{ cm}$$

5.2 Tensión Pura

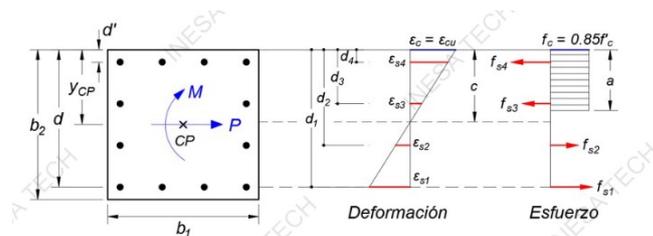


Hipótesis: Los aceros están en cedencia Comportamiento elasto -plástico del acero

Fuerzas en cada fila del concreto

$$T_0 := -\left(\sum f_{si}\right) = -149.628 \text{ tonnef} \quad \text{Tensión Pura}$$

-Valores de profundidad del eje neutro para el análisis



Se define en primer lugar la profundidad del eje neutro para la falla balanceada, donde el acero mas alejado a tracción se encuentra justo en la cedencia, mientras el concreto alcanza el agotamiento

$$d := d_i(0) = 53.7 \text{ cm}$$

$$c_b := \frac{\varepsilon_{cu} \cdot d}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = 32.22 \text{ cm}$$

Luego, se plantean diferentes valores de la profundidad del eje neutro incluyendo la falla balanceada

$$c_i := \begin{bmatrix} b_2 - \frac{b_2}{8} \\ b_2 - \frac{2 b_2}{8} \\ b_2 - \frac{3 b_2}{8} \\ c_b \\ b_2 - \frac{5 b_2}{8} \\ b_2 - \frac{6 \cdot b_2}{8} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 52.5 \\ 45 \\ 37.5 \\ 32.22 \\ 22.5 \\ 15 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

Puntos de análisis

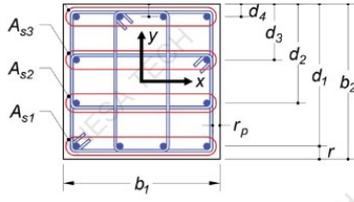
$$c_i := \begin{bmatrix} b_2 - \frac{b_2}{8} \\ \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 0.0005} \cdot d \\ \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 0.0012} \cdot d \\ \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \cdot d \\ \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 0.004} \cdot d \\ \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 0.0076} \cdot d \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 52.5 \\ 46.029 \\ 38.357 \\ 32.22 \\ 23.014 \\ 15.198 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

Caso1

$$c := c_i(0) = 52.5 \text{ cm}$$

Hipótesis: El concreto alcanzó su agotamiento y se asume un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo.





Deformación en cada fila

$$\varepsilon_{si} := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \cdot \begin{bmatrix} c - d_i(0) \\ c - d_i(1) \\ c - d_i(2) \\ c - d_i(3) \\ c - d_i(4) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -6.857 \cdot 10^{-5} \\ 6.086 \cdot 10^{-4} \\ 0.001 \\ 0.002 \\ 0.003 \end{bmatrix} \quad estado := \begin{bmatrix} \text{if}(\varepsilon_{si}(0) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(1) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(2) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(3) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(4) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{"T"} \\ \text{"C"} \\ \text{"C"} \\ \text{"C"} \\ \text{"C"} \end{bmatrix}$$

$$\varepsilon_{F1} := \varepsilon_{si}(0) = -6.857 \cdot 10^{-5}$$

Fuerzas en cada Fila

$$F_{si} := \begin{bmatrix} \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(0))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(0)) \cdot A_{si}(4) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(1))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(1)) \cdot A_{si}(3) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(2))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(2)) \cdot A_{si}(2) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(3))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(3)) \cdot A_{si}(1) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(4))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(4)) \cdot A_{si}(0) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.733 \\ 6.504 \\ 13.741 \\ 41.957 \\ 42.751 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

Resultante concreto

$$y'_{cg} := b_2 - y_{cg} = 20 \text{ cm} \quad c = 52.5 \text{ cm} \quad y_{cp} = 19.406 \text{ cm}$$

$$A_c := \text{if}(c > t, (b_1 \cdot t) + ((c - t) \cdot t), c \cdot t) = (2.475 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

$$y_{bc} := \text{if}\left(c > t, \frac{(b_1 \cdot t) \cdot \frac{t}{2} + ((\beta_1 \cdot c - t) \cdot t) \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot c}{2} + \frac{t}{2}\right)}{A_c}, \frac{\beta_1 \cdot c}{2}\right) = 18.349 \text{ cm}$$

$$C_c := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot A_c = 443.591 \text{ tonnef}$$

Fuerza Axial

$$P_1 := C_c + \sum F_{si} = 547.811 \text{ tonnef}$$

Momento

$$M_1 := C_c \cdot (y_{cp} - y_{bc}) + \sum_{i=1}^{N_{fx}-1} (F_{si}(i) \cdot (y_{cp} - d_i(i))) = 7.907 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_1 = 7.907 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Caso2

$$c := c_i(1) = 46.029 \text{ cm}$$

Hipótesis: El concreto alcanzó su agotamiento y se asume un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo.

Deformación en cada fila

$$\varepsilon_{si} := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \cdot \begin{bmatrix} c - d_i(0) \\ c - d_i(1) \\ c - d_i(2) \\ c - d_i(3) \\ c - d_i(4) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -5 \cdot 10^{-4} \\ 2.723 \cdot 10^{-4} \\ 0.001 \\ 0.002 \\ 0.003 \end{bmatrix} \quad estado := \begin{bmatrix} \text{if}(\varepsilon_{si}(0) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(1) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(2) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(3) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(4) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{"T"} \\ \text{"C"} \\ \text{"C"} \\ \text{"C"} \\ \text{"C"} \end{bmatrix}$$

$$\varepsilon_{F2} := \varepsilon_{si}(0)$$

Fuerzas en cada Fila

$$F_{si} := \begin{bmatrix} \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(0))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(0)) \cdot A_{si}(4) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(1))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(1)) \cdot A_{si}(3) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(2))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(2)) \cdot A_{si}(2) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(3))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(3)) \cdot A_{si}(1) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(4))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(4)) \cdot A_{si}(0) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -5.344 \\ 2.911 \\ 11.165 \\ 38.84 \\ 42.751 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

Resultante concreto

$$y'_{cg} := b_2 - y_{cg} = 20 \text{ cm} \quad c = 46.029 \text{ cm} \quad y_{cp} = 19.406 \text{ cm}$$

$$A_c := \text{if}(c > t, (b_1 \cdot t) + ((c - t) \cdot t), c \cdot t) = (2.281 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

$$y_{bc} := \text{if}\left(c > t, \frac{(b_1 \cdot t) \cdot \frac{t}{2} + ((\beta_1 \cdot c - t) \cdot t) \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot c}{2} + \frac{t}{2}\right)}{A_c}, \frac{\beta_1 \cdot c}{2}\right) = 16.674 \text{ cm}$$

$$C_c := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot A_c = 408.795 \text{ tonnef}$$

Fuerza Axial

$$P_2 := C_c + \sum F_{si} = 499.118 \text{ tonnef}$$

Momento

$$M_2 := C_c \cdot (y_{cp} - y_{bc}) + \sum_{i=1}^{N_{fx}-1} (F_{si}(i) \cdot (y_{cp} - d_i(i))) = 15.426 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = 15.426 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Caso3

$$c := c_i(2) = 38.357 \text{ cm}$$

Hipótesis: El concreto alcanzó su agotamiento y se asume un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo.

Deformación en cada fila

$$\varepsilon_{si} := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \cdot \begin{bmatrix} c - d_i(0) \\ c - d_i(1) \\ c - d_i(2) \\ c - d_i(3) \\ c - d_i(4) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.001 \\ -2.732 \cdot 10^{-4} \\ 6.536 \cdot 10^{-4} \\ 0.002 \\ 0.003 \end{bmatrix} \quad estado := \begin{bmatrix} \text{if}(\varepsilon_{si}(0) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(1) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(2) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(3) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(4) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{"T"} \\ \text{"T"} \\ \text{"C"} \\ \text{"C"} \\ \text{"C"} \end{bmatrix}$$

$$\varepsilon_{F3} := \varepsilon_{si}(0)$$

Fuerzas en cada Fila

$$F_{si} := \begin{bmatrix} \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(0))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(0)) \cdot A_{si}(4) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(1))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(1)) \cdot A_{si}(3) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(2))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(2)) \cdot A_{si}(2) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(3))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(3)) \cdot A_{si}(1) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(4))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(4)) \cdot A_{si}(0) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -12.825 \\ -2.92 \\ 6.986 \\ 33.783 \\ 42.751 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

Resultante concreto

$$y'_{cg} := b_2 - y_{cg} = 20 \text{ cm} \quad c = 38.357 \text{ cm} \quad y_{cp} = 19.406 \text{ cm}$$

$$A_c := \text{if}(c > t, (b_1 \cdot t) + ((c - t) \cdot t), c \cdot t) = (2.051 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

$$y_{bc} := \text{if}\left(c > t, \frac{(b_1 \cdot t) \cdot \frac{t}{2} + ((\beta_1 \cdot c - t) \cdot t) \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot c}{2} + \frac{t}{2}\right)}{A_c}, \frac{\beta_1 \cdot c}{2}\right) = 14.89 \text{ cm}$$

$$C_c := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot A_c = 367.547 \text{ tonnef}$$

Fuerza Axial

$$P_3 := C_c + \sum F_{si} = 435.321 \text{ tonnef}$$

Momento

$$M_3 := C_c \cdot (y_{cp} - y_{bc}) + \sum_{i=1}^{N_{fx}-1} (F_{si}(i) \cdot (y_{cp} - d_i(i))) = 22.543 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_3 = 22.543 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Caso4

$$c := c_i(3) = 32.22 \text{ cm}$$

Hipótesis: El concreto alcanzó su agotamiento y se asume un comportamiento elasto-plástico del acero de refuerzo.

Deformación en cada fila

$$\varepsilon_{si} := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \cdot \begin{bmatrix} c - d_i(0) \\ c - d_i(1) \\ c - d_i(2) \\ c - d_i(3) \\ c - d_i(4) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.002 \\ -8.966 \cdot 10^{-4} \\ 2.067 \cdot 10^{-4} \\ 0.001 \\ 0.002 \end{bmatrix} \quad estado := \begin{bmatrix} \text{if}(\varepsilon_{si}(0) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(1) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(2) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(3) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(4) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{"T"} \\ \text{"T"} \\ \text{"C"} \\ \text{"C"} \\ \text{"C"} \end{bmatrix}$$

$$\varepsilon_{F4} := \varepsilon_{si}(0)$$

Fuerzas en cada Fila

$$F_{si} := \begin{bmatrix} \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(0))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(0)) \cdot A_{si}(4) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(1))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(1)) \cdot A_{si}(3) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(2))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(2)) \cdot A_{si}(2) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(3))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(3)) \cdot A_{si}(1) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(4))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(4)) \cdot A_{si}(0) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -21.375 \\ -9.583 \\ 2.209 \\ 28.003 \\ 42.751 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

Resultante concreto

$$y'_{cg} := b_2 - y_{cg} = 20 \text{ cm} \quad c = 32.22 \text{ cm} \quad y_{cp} = 19.406 \text{ cm}$$

$$A_c := \text{if}(c > t, (b_1 \cdot t) + ((c - t) \cdot t), c \cdot t) = (1.867 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

$$y_{bc} := \text{if}\left(c > t, \frac{(b_1 \cdot t) \cdot \frac{t}{2} + ((\beta_1 \cdot c - t) \cdot t) \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot c}{2} + \frac{t}{2}\right)}{A_c}, \frac{\beta_1 \cdot c}{2}\right) = 13.672 \text{ cm}$$

$$C_c := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot A_c = 334.548 \text{ tonnef}$$

Fuerza Axial

$$P_4 := C_c + \sum F_{si} = 376.552 \text{ tonnef}$$

Momento

$$M_4 := C_c \cdot (y_{cp} - y_{bc}) + \sum_{i=1}^{N_{fx}-1} (F_{si}(i) \cdot (y_{cp} - d_i(i))) = 27.057 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_4 = 27.057 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Caso5

$$c := c_i(4) = 23.014 \text{ cm}$$

Hipótesis: El concreto alcanzó su agotamiento y se asume un comportamiento elasto-plástico del acero de refuerzo.

Deformación en cada fila

$$\varepsilon_{si} := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \cdot \begin{bmatrix} c - d_i(0) \\ c - d_i(1) \\ c - d_i(2) \\ c - d_i(3) \\ c - d_i(4) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.004 \\ -0.002 \\ -9.106 \cdot 10^{-4} \\ 6.341 \cdot 10^{-4} \\ 0.002 \end{bmatrix} \quad estado := \begin{bmatrix} \text{if}(\varepsilon_{si}(0) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(1) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(2) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(3) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(4) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{"T"} \\ \text{"T"} \\ \text{"T"} \\ \text{"C"} \\ \text{"C"} \end{bmatrix}$$

$$\varepsilon_{F5} := \varepsilon_{si}(0)$$

Fuerzas en cada Fila

$$F_{si} := \begin{bmatrix} \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(0))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(0)) \cdot A_{si}(4) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(1))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(1)) \cdot A_{si}(3) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(2))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(2)) \cdot A_{si}(2) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(3))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(3)) \cdot A_{si}(1) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(4))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(4)) \cdot A_{si}(0) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -21.375 \\ -21.375 \\ -9.732 \\ 13.554 \\ 42.751 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

Resultante concreto

$$y'_{cg} := b_2 - y_{cg} = 20 \text{ cm} \quad c = 23.014 \text{ cm} \quad y_{cp} = 19.406 \text{ cm}$$

$$A_c := \text{if}(c > t, (b_1 \cdot t) + ((c - t) \cdot t), c \cdot t) = 690.429 \text{ cm}^2$$

$$y_{bc} := \text{if}\left(c > t, \frac{(b_1 \cdot t) \cdot \frac{t}{2} + ((\beta_1 \cdot c - t) \cdot t) \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot c}{2} + \frac{t}{2}\right)}{A_c}, \frac{\beta_1 \cdot c}{2}\right) = 10.11 \text{ cm}$$

$$C_c := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot A_c = 123.745 \text{ tonnef}$$

Fuerza Axial

$$P_5 := C_c + \sum F_{si} = 127.566 \text{ tonnef}$$

Momento

$$M_5 := C_c \cdot (y_{cp} - y_{bc}) + \sum_{i=1}^{N_{fx}-1} (F_{si}(i) \cdot (y_{cp} - d_i(i))) = 23.106 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$
$$M_5 = 23.106 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Caso6

$$c := c_i(5) = 15.198 \text{ cm}$$

Hipótesis: El concreto alcanzó su agotamiento y se asume un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo.

Deformación en cada fila

$$\varepsilon_{si} := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \cdot \begin{bmatrix} c - d_i(0) \\ c - d_i(1) \\ c - d_i(2) \\ c - d_i(3) \\ c - d_i(4) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.008 \\ -0.005 \\ -0.003 \\ -5.827 \cdot 10^{-4} \\ 0.002 \end{bmatrix} \quad estado := \begin{bmatrix} \text{if}(\varepsilon_{si}(0) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(1) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(2) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(3) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(4) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{"T"} \\ \text{"T"} \\ \text{"T"} \\ \text{"T"} \\ \text{"C"} \end{bmatrix}$$

$$\varepsilon_{F6} := \varepsilon_{si}(0)$$

Fuerzas en cada Fila

$$F_{si} := \begin{bmatrix} \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(0))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(0)) \cdot A_{si}(4) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(1))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(1)) \cdot A_{si}(3) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(2))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(2)) \cdot A_{si}(2) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(3))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(3)) \cdot A_{si}(1) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(4))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(4)) \cdot A_{si}(0) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -21.375 \\ -21.375 \\ -21.375 \\ -12.455 \\ 37.544 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

Resultante concreto

$$y'_{cg} := b_2 - y_{cg} = 20 \text{ cm} \quad c = 15.198 \text{ cm} \quad y_{cp} = 19.406 \text{ cm}$$

$$A_c := \text{if}(c > t, (b_1 \cdot t) + ((c - t) \cdot t), c \cdot t) = 455.943 \text{ cm}^2$$

$$y_{bc} := \text{if}\left(c > t, \frac{(b_1 \cdot t) \cdot \frac{t}{2} + ((\beta_1 \cdot c - t) \cdot t) \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot c}{2} + \frac{t}{2}\right)}{A_c}, \frac{\beta_1 \cdot c}{2}\right) = 6.676 \text{ cm}$$

$$C_c := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot A_c = 81.718 \text{ tonnef}$$

Fuerza Axial

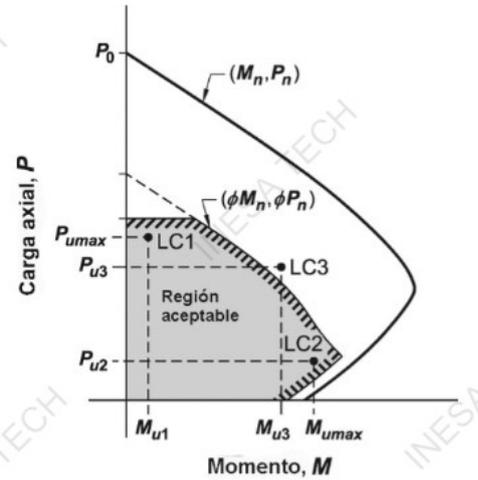
$$P_6 := C_c + \sum F_{si} = 42.681 \text{ tonnef}$$

Momento

$$M_6 := C_c \cdot (y_{cp} - y_{bc}) + \sum_{i=1}^{N_{fx}-1} (F_{si}(i) \cdot (y_{cp} - d_i(i))) = 22.229 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_6 = 22.229 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Definición del diagrama de interacción de una columna a flexo-compresión uniaxial



6) Factores de reducción

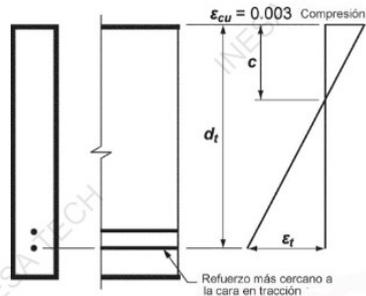


Fig. R21.2.2(a) — Distribución de la deformación unitaria y deformación unitaria neta de tracción en un elemento no preesforzado.

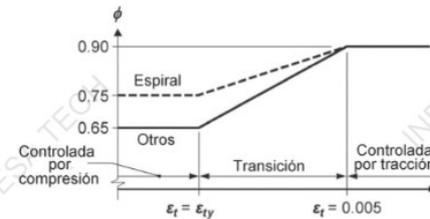


Fig. R21.2.2(b) — Variación de ϕ con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción ϵ_t .

Caso1

$$\epsilon_{F1} = -0.00007 \quad \boxed{RF1} = ?$$

$$\phi_1 := \text{if} \left(\text{abs}(\epsilon_{F1}) \leq \epsilon_y, 0.65, \text{if} \left(\text{abs}(\epsilon_{F1}) > 0.005, 0.9, 0.65 + 0.25 \cdot \frac{\text{abs}(\epsilon_{F1}) - \epsilon_y}{0.005 - \epsilon_y} \right) \right) = 0.65$$

Caso2

$$\epsilon_{F2} = -0.0005 \quad \boxed{RF2} = ?$$

$$\phi_2 := \text{if} \left(\text{abs}(\epsilon_{F2}) \leq \epsilon_y, 0.65, \text{if} \left(\text{abs}(\epsilon_{F2}) > 0.005, 0.9, 0.65 + 0.25 \cdot \frac{\text{abs}(\epsilon_{F2}) - \epsilon_y}{0.005 - \epsilon_y} \right) \right) = 0.65$$

Caso3

$$\epsilon_{F3} = -0.0012 \quad \boxed{RF3} = ?$$

$$\phi_3 := \text{if} \left(\text{abs}(\epsilon_{F3}) \leq \epsilon_y, 0.65, \text{if} \left(\text{abs}(\epsilon_{F3}) > 0.005, 0.9, 0.65 + 0.25 \cdot \frac{\text{abs}(\epsilon_{F3}) - \epsilon_y}{0.005 - \epsilon_y} \right) \right) = 0.65$$

Caso4

$$\varepsilon_{F4} = -0.002 \quad \boxed{RF4} = ?$$

$$\phi_4 := \text{if} \left(\text{abs}(\varepsilon_{F4}) \leq \varepsilon_y, 0.65, \text{if} \left(\text{abs}(\varepsilon_{F4}) > 0.005, 0.9, 0.65 + 0.25 \cdot \frac{\text{abs}(\varepsilon_{F4}) - \varepsilon_y}{0.005 - \varepsilon_y} \right) \right) = 0.65$$

Caso5

$$\varepsilon_{F5} = -0.004 \quad \boxed{RF5} = ?$$

$$\phi_5 := \text{if} \left(\text{abs}(\varepsilon_{F5}) \leq \varepsilon_y, 0.65, \text{if} \left(\text{abs}(\varepsilon_{F5}) > 0.005, 0.9, 0.65 + 0.25 \cdot \frac{\text{abs}(\varepsilon_{F5}) - \varepsilon_y}{0.005 - \varepsilon_y} \right) \right) = 0.817$$

Caso6

$$\varepsilon_{F6} = -0.0076 \quad \boxed{RF6} = ?$$

$$\phi_6 := \text{if} \left(\text{abs}(\varepsilon_{F6}) \leq \varepsilon_y, 0.65, \text{if} \left(\text{abs}(\varepsilon_{F6}) > 0.005, 0.9, 0.65 + 0.25 \cdot \frac{\text{abs}(\varepsilon_{F6}) - \varepsilon_y}{0.005 - \varepsilon_y} \right) \right) = 0.9$$

Compresión Pura

$$\phi_0 := 0.65$$

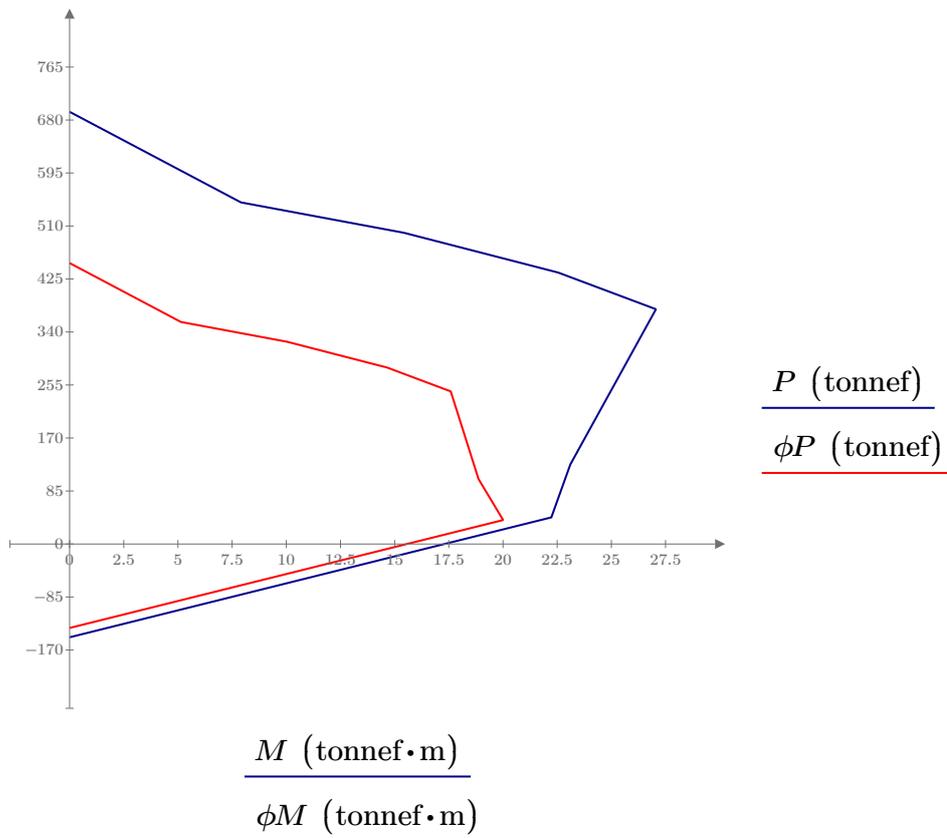
Tracción Pura

$$\phi_t := 0.9$$

7) Diagrama de interacción

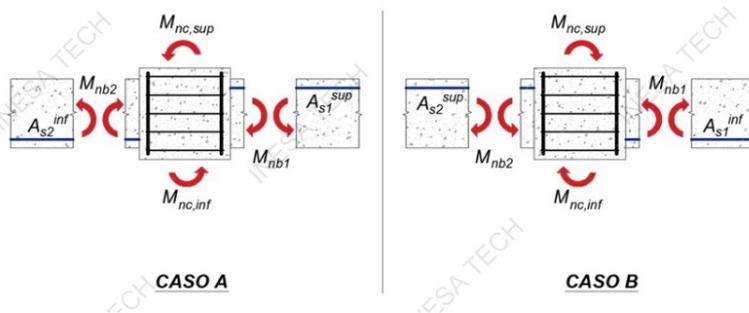
P	M	ϕP	ϕM
P_0	0	$\phi_0 \cdot P_0$	0
P_1	M_1	$\phi_1 \cdot P_1$	$\phi_1 \cdot M_1$
P_2	M_2	$\phi_2 \cdot P_2$	$\phi_2 \cdot M_2$
P_3	M_3	$\phi_3 \cdot P_3$	$\phi_3 \cdot M_3$
P_4	M_4	$\phi_4 \cdot P_4$	$\phi_4 \cdot M_4$
P_5	M_5	$\phi_5 \cdot P_5$	$\phi_5 \cdot M_5$
P_6	M_6	$\phi_6 \cdot P_6$	$\phi_6 \cdot M_6$
T_0	0	$\phi_t \cdot T_0$	0

Diagrama de interacción P-M -X

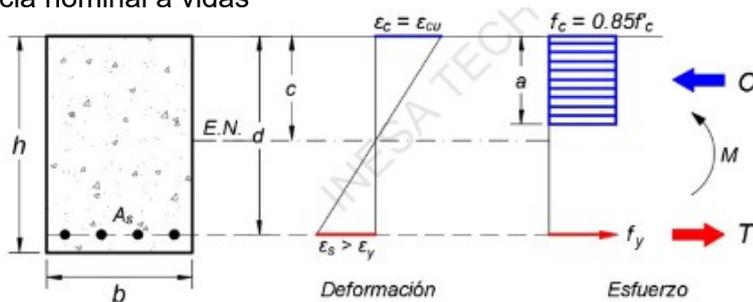


8) Resistencia Mínima a flexión

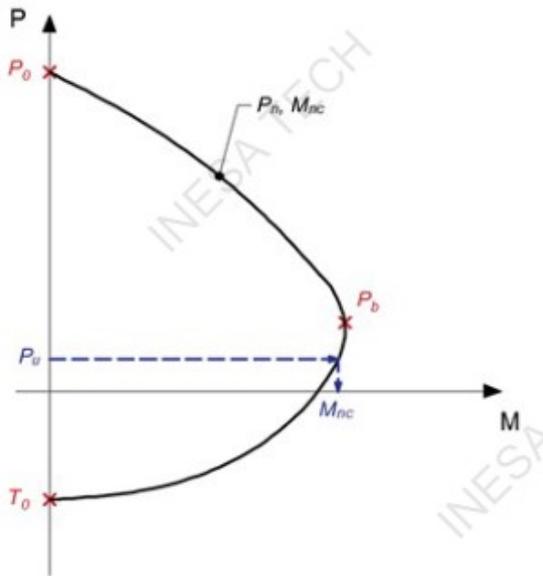
A fin de prevenir que se forme un entrepiso débil, es necesario cumplir que la sumatoria de momentos nominales de las columnas sean iguales o mayores a 6/5 (1.20) que la sumatoria de momentos nominales de las vigas que concurren al nodo



Resistencia nominal a vigas



Resistencia nominal de columnas



Detalles Vigas

$$b_v := 30 \text{ cm} \quad h_v := 60 \text{ cm} \quad r_v := 4 \text{ cm} \quad d_{v_est} := 14 \text{ mm}$$

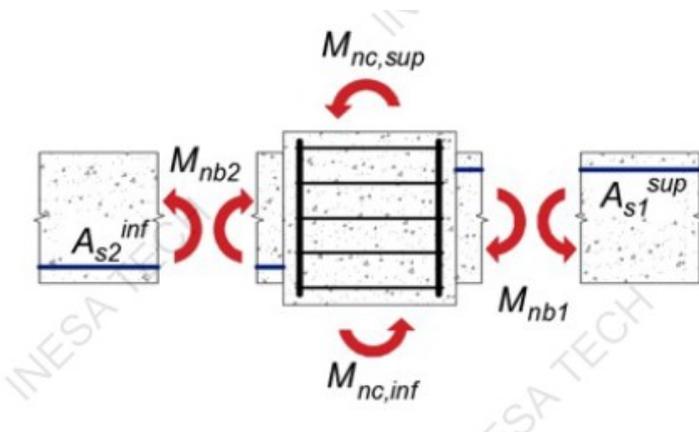
$$d_v := 18 \text{ mm}$$

$$d_v := h_v - r_v - d_{v_est} - \frac{d_v}{2} = 53.7 \text{ cm}$$

$$A_b := A_{b18}$$

Suma momentos a flexión vigas

Caso A



$$\#b := 3$$

$$A_{s_sup_v1} := \#b \cdot A_b = 7.634 \text{ cm}^2$$

$$\#b := 3$$

$$A_{s_inf_v2} := \#b \cdot A_b = 7.634 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{f_y \cdot A_{s_sup_v1}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v} = 5.239 \text{ cm}$$

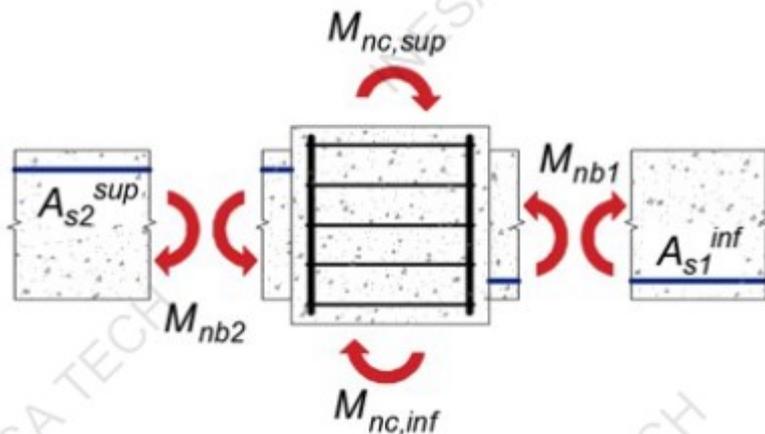
$$Mn_{v1} := f_y \cdot A_{s_sup_v1} \cdot \left(d_v - \frac{a}{2} \right) = 16.378 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$a := \frac{f_y \cdot A_{s_inf_v2}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v} = 5.239 \text{ cm}$$

$$Mn_{v2} := f_y \cdot A_{s_inf_v2} \cdot \left(d_v - \frac{a}{2} \right) = 16.378 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$SMn_{v_caso1} := Mn_{v1} + Mn_{v2} = 32.756 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Caso B



$$\#b := 3$$

$$A_{s_inf_v1} := \#b \cdot A_b = 7.634 \text{ cm}^2$$

$$\#b := 3$$

$$A_{s_sup_v2} := \#b \cdot A_b = 7.634 \text{ cm}^2$$

$s_{sup_v2} = \dots$

$$a := \frac{f_y \cdot A_{s_inf_v1}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v} = 5.239 \text{ cm}$$

$$Mn_{v1} := f_y \cdot A_{s_inf_v1} \cdot \left(d_v - \frac{a}{2} \right) = 16.378 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$a := \frac{f_y \cdot A_{s_sup_v2}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v} = 5.239 \text{ cm}$$

$$Mn_{v2} := f_y \cdot A_{s_sup_v2} \cdot \left(d_v - \frac{a}{2} \right) = 16.378 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$SMn_{v_caso2} := Mn_{v1} + Mn_{v2} = 32.756 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Suma de momentos nominales más críticos

$$SMn_v := \max(SMn_{v_caso1}, SMn_{v_caso2}) = 32.756 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

P-M nominal columna

$$P_{u1} := 182.93 \text{ tonnef}$$

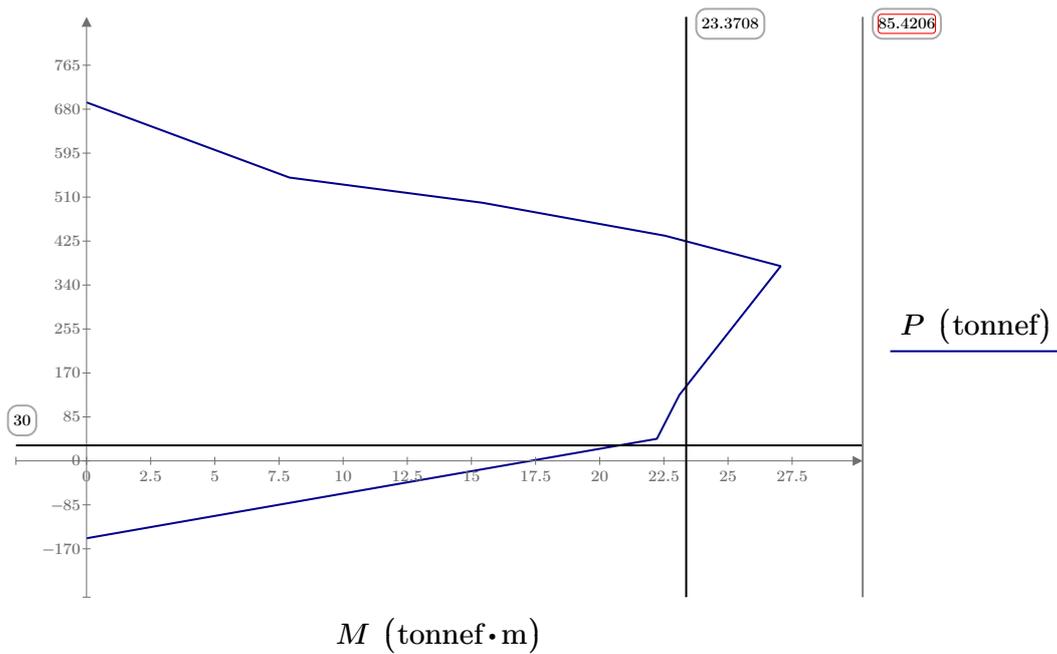
$$Mn_{c1} := 24 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Col sup

$$P_{u2} := 212.81 \text{ tonnef}$$

$$Mn_{c2} := 23 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Col inf



$$SMn_c := Mn_{c1} + Mn_{c2} = 47 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Relación Mnc/Mnv

$$R_{cv} := \frac{SMn_c}{SMn_v} = 1.435$$

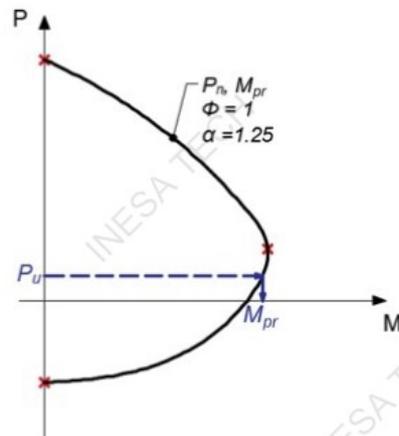
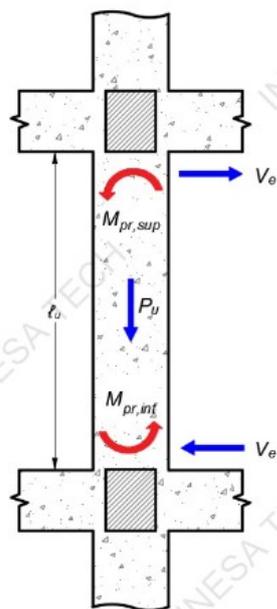
if ($R_{cv} > 1.2$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

9) Demanda por Cortante

La fuerza máxima probable V_e en la columna, se debe determinar considerando las máximas fuerzas que puedan generarse en las caras de los nodos en cada extremo de la misma. Para ello se tienen dos posibles mecanismos:

Mecanismo 1:

Desarrollo de rótulas plásticas a flexión en columnas La demanda por corte se obtiene de los momentos máximos probables M_{pr} de las columnas en sus extremos, calculado a partir de una determinada fuerza axial mayorada, en el diagrama de interacción con $\phi=1$ y un factor de sobre-resistencia del acero igual a 1.25.



Resistencia máxima probable a flexión en columnas

Este criterio es aplicable principalmente cuando no se cumple la condición de columna fuerte-viga débil, por lo cual, se espera que la columna alcance la rótula plástica por flexión en sus extremos, antes que las vigas que concurren al nodo.

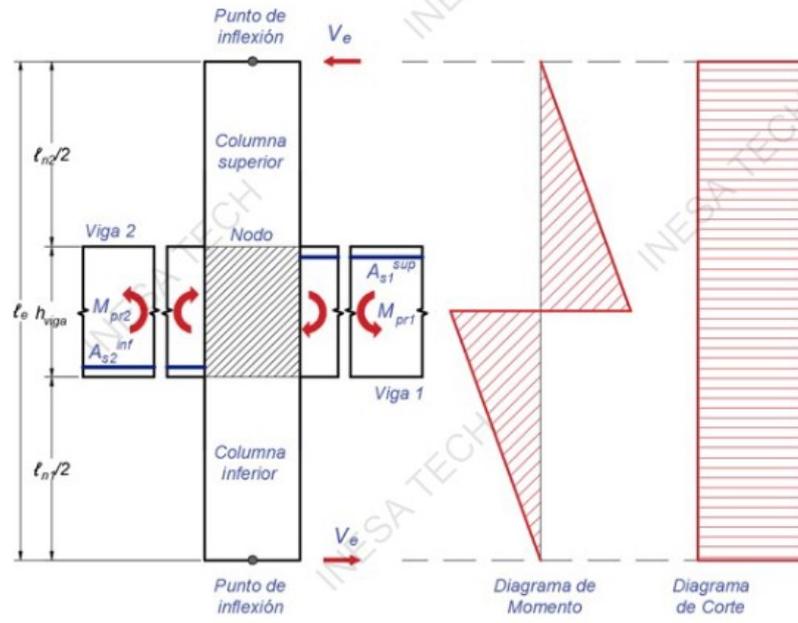
Corte máximo probable:

$$V_e = \frac{\sum M_{pr}}{L_n}$$

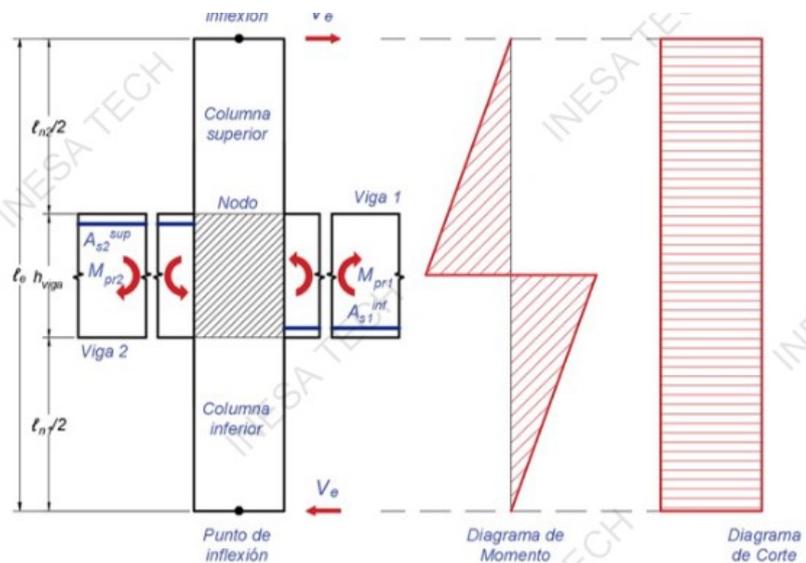
Mecanismo 2:

Desarrollo de rótulas plásticas a flexión en vigas La demanda por corte se obtiene de los momentos máximos probables M_{pr} que pueden transferir las vigas en los nodos, tomando una altura efectiva entre puntos de inflexión entre la columna superior e inferior. Se asume que dichos puntos de inflexión ocurren en el medio de cada columna

Caso A:
Momentos máximos probables de las vigas en sentido antihorario



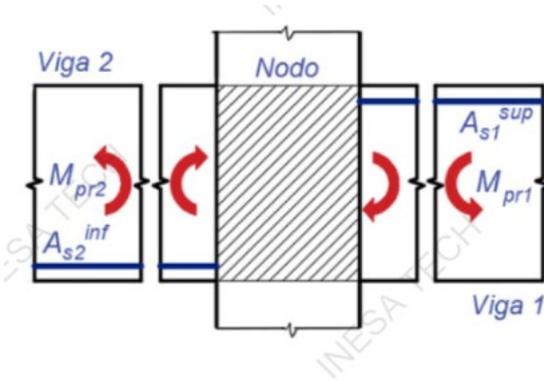
Caso B:
Momentos máximos probables de las vigas en sentido horario



Este criterio es aplicable principalmente para cuando se cumple la condición de columna fuerte-viga débil, por lo tanto, se alcanza la rótula plástica por flexión en vigas antes que en las columnas. (Caso ideal)

Mecanismo 2: falla por rotulas en vigas

Caso A: Momentos máximos probables de las vigas en sentido antihorario



$$\alpha = 1.25$$

$$\#b := 3$$

$$A_{s_sup_v1} := \#b \cdot A_b = 7.634 \text{ cm}^2$$

$$\#b := 3$$

$$A_{s_inf_v2} := \#b \cdot A_b = 7.634 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{f_y \cdot A_{s_sup_v1}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v} = 5.239 \text{ cm}$$

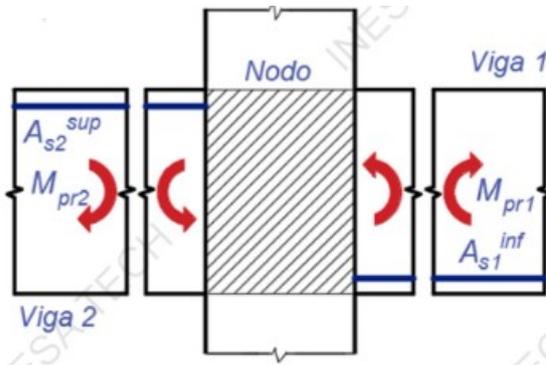
$$M_{pr_v1} := \alpha \cdot f_y \cdot A_{s_sup_v1} \cdot \left(d_v - \frac{a}{2} \right) = 20.472 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \alpha = 1.25$$

$$a := \frac{f_y \cdot A_{s_inf_v2}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v} = 5.239 \text{ cm}$$

$$M_{pr_v2} := \alpha \cdot f_y \cdot A_{s_inf_v2} \cdot \left(d_v - \frac{a}{2} \right) = 20.472 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$SM_{pr_casoa} := M_{pr_v1} + M_{pr_v2} = 40.945 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Caso B: Momentos máximos probables de las vigas en sentido horario



$$\alpha = 1.25$$

$$\#b := 3$$

$$A_{s_sup_v1} := \#b \cdot A_b = 7.634 \text{ cm}^2$$

$$\#b := 3$$

$$A_{s_inf_v2} := \#b \cdot A_b = 7.634 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{f_y \cdot A_{s_inf_v1}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v} = 5.239 \text{ cm}$$

$$M_{pr_v1} := \alpha \cdot f_y \cdot A_{s_inf_v1} \cdot \left(d_v - \frac{a}{2} \right) = 20.472 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$a := \frac{f_y \cdot A_{s_sup_v2}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v} = 5.239 \text{ cm}$$

$$M_{pr_v2} := \alpha \cdot f_y \cdot A_{s_sup_v2} \cdot \left(d_v - \frac{a}{2} \right) = 20.472 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$SM_{pr_casob} := M_{pr_v1} + M_{pr_v2} = 40.945 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Suma de momentos probables más críticos

$$SM_{prv} := \max(SM_{pr_casoa}, SM_{pr_casob}) = 40.945 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Finalmente, se obtiene el corte de diseño en la columna:

$$l_e := \frac{4.38 \text{ m}}{2} + \frac{4.2 \text{ m}}{2} + h_v = 4.89 \text{ m}$$

$$V_e := \frac{SM_{prv}}{l_e} = 8.373 \text{ tonnef}$$

$$V_{u_analisis} := 1.10 \text{ tonnef}$$

$$V_{diseño} := \max(V_e, V_{u_analisis}) = 8.373 \text{ tonnef}$$

10) Definición de la resistencia por corte del concreto (Columna 1)

El refuerzo transversal debe diseñarse para resistir cortante suponiendo $V_c = 0$.

donde ocurran simultáneamente las siguientes condiciones:

a) La fuerza cortante inducida por el sismo V_e , que se determina aplicando el mecanismo 1 (rótulas plásticas por flexión en la columna) o mecanismo 2 (rótulas plásticas por flexión en vigas), representa la mitad o más del corte de diseño

$$\frac{V_e}{V_{diseño}} = 1 \quad r_a := \text{if} \left(\frac{V_e}{V_{diseño}} \geq 0.5, 1, 0 \right) = 1$$

b) La fuerza axial mayorada en la viga P_u , incluyendo la acción sísmica, es menor que el producto del área gruesa por la resistencia del concreto entre veinte.

$$P_u := 51 \text{ tonnef} \quad A_g := b_1 \cdot b_2 \quad P_c := f'_c \cdot \frac{A_g}{20} = 43.2 \text{ tonnef}$$

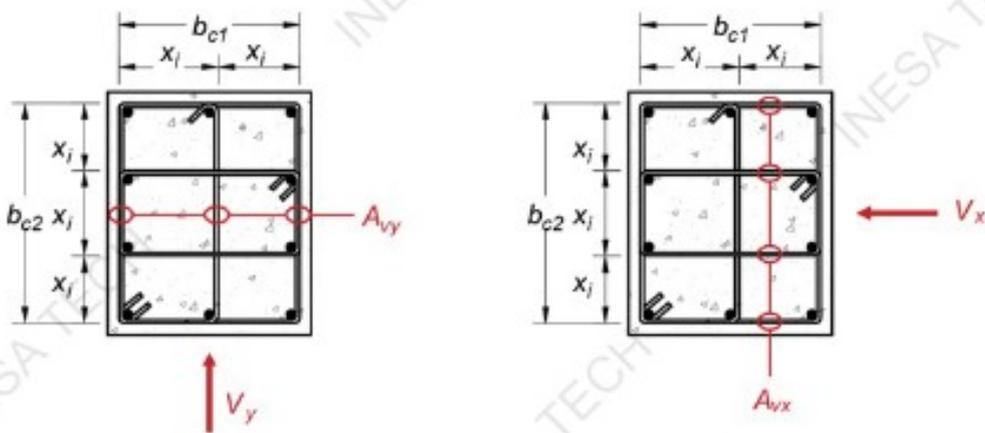
$$r_b := \text{if} (P_u \leq P_c, 1, 0) = 0$$

$$r_f := \text{if} (r_a + r_b = 2, \text{"desprecia Vc"}, \text{"aplica Vc"}) = \text{"aplica Vc"}$$

$$V_c := \text{if} \left(r_f = \text{"aplica Vc"}, 0.53 \cdot \left(1 + \frac{P_u}{140 \cdot \left(\frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2} \right) \cdot A_g} \right) \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_1 \cdot d}, 0 \right) = 26.458 \text{ tonnef}$$

Diseño del acero transversal (Columna 1)

Disposiciones generales



$$s_x = 11.85 \text{ cm}$$

$$s_y = 15.8 \text{ cm}$$

$$V_x := 11.21 \text{ tonnef}$$

$$V_y := V_{diseño} = 8.373 \text{ tonnef}$$

Área de acero transversal en ambas direcciones

$$d_{est} = 14 \text{ mm}$$

$$A_{est} := \frac{\pi}{4} \cdot d_{est}^2$$

Dirección X

$$N_{est_cerrado_x} := 2 \quad \text{Ramas en X}$$

$$N_{vinchas_x} := 0 \quad N_{ramas_x} := 2 \cdot N_{est_cerrado_x} + N_{vinchas_x} = 4$$

Dirección Y

$$N_{est_cerrado_y} := 2 \quad \text{Ramas en Y}$$

$$N_{vinchas_y} := 0 \quad N_{ramas_y} := 2 \cdot N_{est_cerrado_y} + N_{vinchas_y} = 4$$

$$A_{v_x} := N_{ramas_x} \cdot A_{est} = 6.158 \text{ cm}^2$$

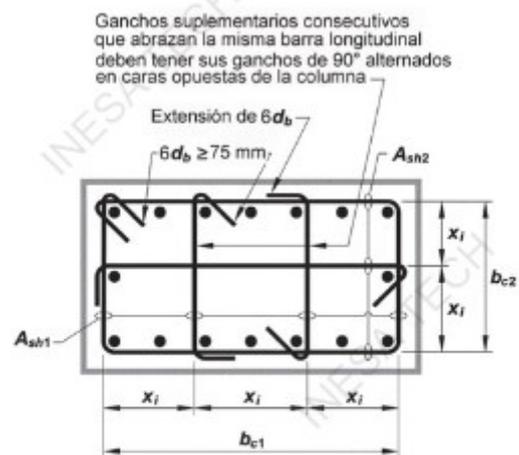
$$A_{v_y} := N_{ramas_y} \cdot A_{est} = 6.158 \text{ cm}^2$$

- Definición del ancho confinado de la sección

$$b_{c1} := b_1 - 2 \left(r + \frac{d_{est}}{2} \right) = 50.6 \text{ cm}$$

$$b_{c2} := b_2 - 2 \left(r + \frac{d_{est}}{2} \right) = 50.6 \text{ cm}$$

- Definición de la separación máxima no confinada entre ramas de estribos



La dimensión x_i centro a centro entre las ramas de estribo no debe exceder 350 mm. El término h_x se toma como el mayor valor de x_i .

$$d_b = 18 \text{ mm}$$

$$x_{i_x} := s_x + d_b + d_{est} = 15.05 \text{ cm}$$

$$x_{i_y} := s_y + d_b + d_{est} = 19 \text{ cm}$$

$$h_x := \max(x_{i_x}, x_{i_y}) = 19 \text{ cm}$$

if ($h_x \leq 35 \text{ cm}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

Zona de confinamiento

Separación requerida por corte (Dirección Y)

$$V_s := \frac{V_y}{\phi_v} - V_c = -12.502 \text{ tonnef}$$

$$A_v := A_{v_y} = 6.158 \text{ cm}^2$$

$$s_{req} := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = -111.081 \text{ cm}$$

Separación máxima normativa

$$s_{max} := \min\left(\frac{\min(b_1, b_2)}{4}, 6 \cdot d_b, 10 \text{ cm} + \left(\frac{35 \text{ cm} - h_x}{3}\right)\right) = 10.8 \text{ cm}$$

Separación definitiva

$$s_{req_max} := \min(s_{req}, s_{max}) = -111.081 \text{ cm}$$

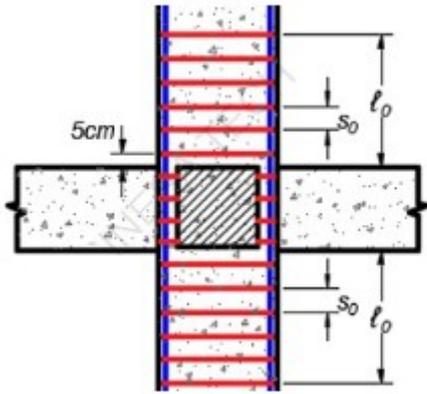
$$s_{diseño} := 7 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento

$$l_n := 4.38 \text{ m}$$

$$l_n = 4.38 \text{ m}$$

$$l_0 := \max \left(\max(b_1, b_2), 45 \text{ cm}, \frac{l_n}{6} \right) = 73 \text{ cm}$$

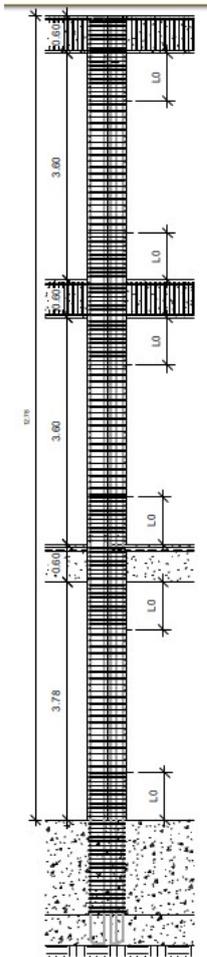


Zona central de la columna

$$s_{c_req} := \min(6 \cdot d_b, 15 \text{ cm}) = 10.8 \text{ cm}$$

$$s_{c_diseño} := 10 \text{ cm}$$

Separación traslapes



Revisión de confinamiento

$$P_u := 51 \text{ tonnef} \quad A_g = (3.6 \cdot 10^3) \text{ cm}^2 \quad f'_c = 23.536 \text{ MPa}$$

$$A_{ch} := b_{c1} \cdot b_{c2} = (2.56 \cdot 10^3) \text{ cm}^2 \quad s := \max(s_{diseño}, s_{c_diseño}) = 10 \text{ cm}$$

Tabla 18.7.5.4 — Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento

Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables	
A_{sh}/sb_c para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	Mayor de (a) y (b)	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70 \text{ MPa}$	Mayor de (a), (b) y (c)	$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b) $0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
ρ_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	Mayor de (d) y (e)	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70 \text{ MPa}$	Mayor de (d), (e) y (f)	$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e) $0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

$$R := \frac{P_u}{0.3 \cdot A_g \cdot f'_c} = 0.197$$

$$A_{sh_x_req} := \max \left(0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot s \cdot b_{c1} = 3.522 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh_y_req} := \max \left(0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot s \cdot b_{c2} = 3.522 \text{ cm}^2$$

Verificación Acero

$$A_{s_x} = 6.158 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_y} = 6.158 \text{ cm}^2$$

v_y

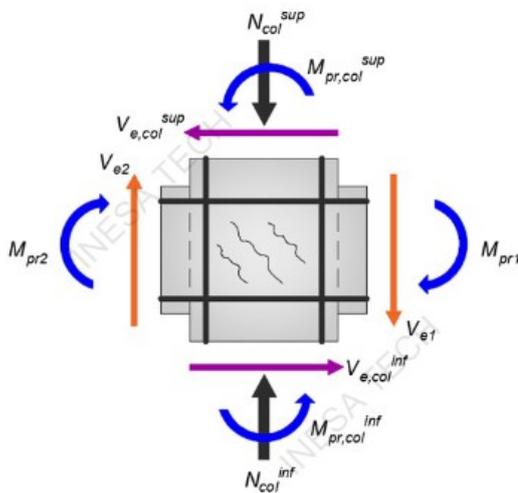
v_x

$\text{if}(A_{v_y} \geq A_{sh_y_{req}}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$

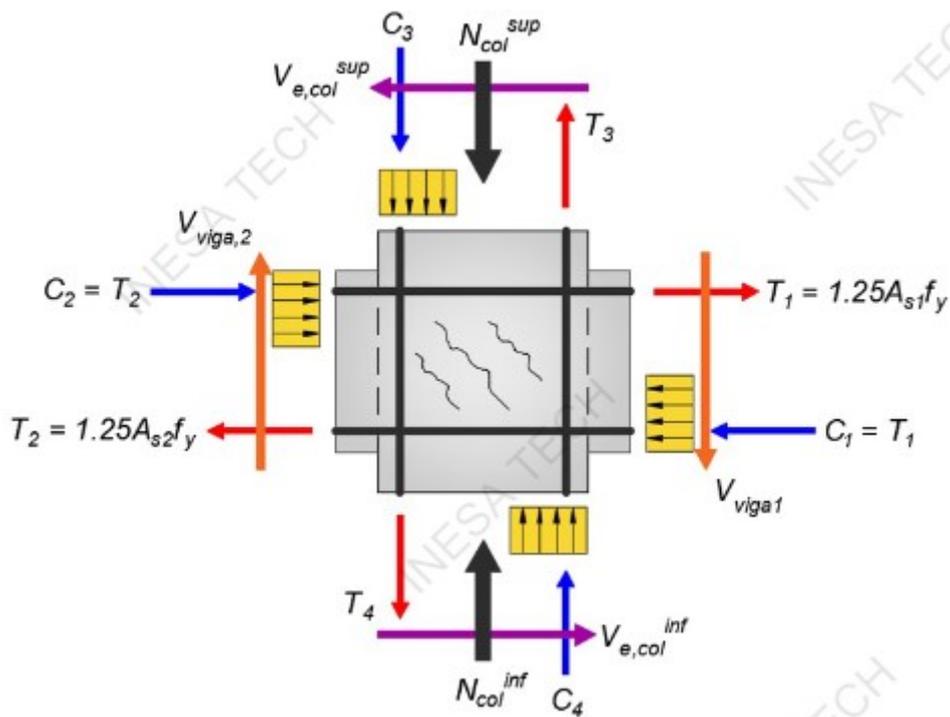
$\text{if}(A_{v_x} \geq A_{sh_x_{req}}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$

Nodo

Demanda por corte



Para determinar la demanda por corte en el nodo es necesario definir los momentos máximos probables de vigas y columnas que concurren al mismo, tomando en cuenta el acero real de las secciones



Caso A: Momentos máximos probables de vigas en sentido antihorario

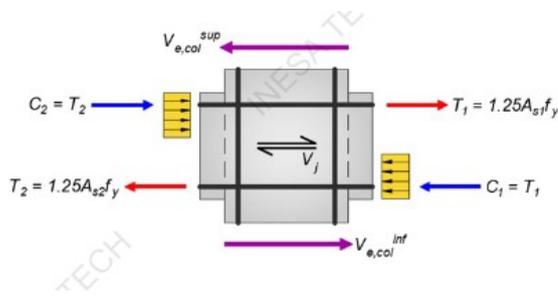
$$\alpha = 1.25$$

$$\#b := 3$$

$$A_{s_sup_v1} := \#b \cdot A_b = 7.634 \text{ cm}^2$$

$$\#b := 3$$

$$A_{s_inf_v2} := \#b \cdot A_b = 7.634 \text{ cm}^2$$



$$T_1 := \alpha \cdot A_{s_sup_v1} \cdot f_y = 40.079 \text{ tonnef}$$

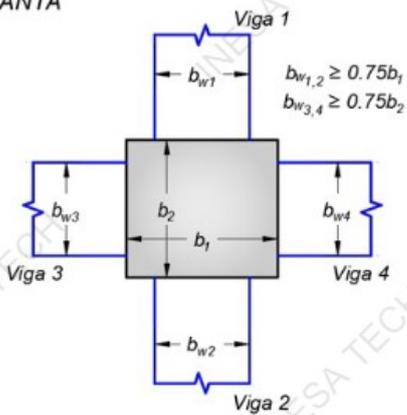
$$C_2 := \alpha \cdot A_{s_inf_v2} \cdot f_y = 40.079 \text{ tonnef}$$

$$V_{col} := V_e = 8.373 \text{ tonnef}$$

$$V_j := T_1 + C_2 - V_{col} = 71.785 \text{ tonnef}$$

Demanda- Capacidad

PLANTA



$$b_1 = 0.6 \text{ m}$$

$$b_2 = 0.6 \text{ m}$$

$$b_{w1} := 40 \text{ cm}$$

$$b_{w2} := 40 \text{ cm}$$

$$b_{w3} := 35 \text{ cm}$$

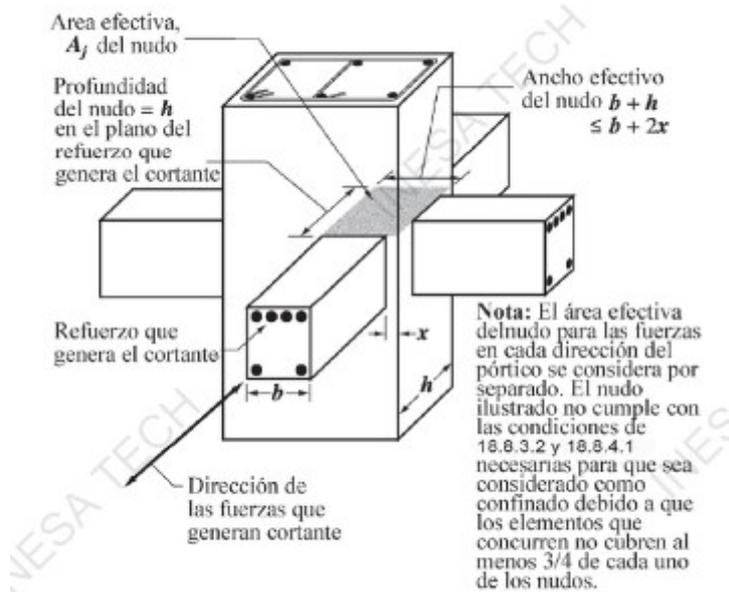
$$b_{w4} := 35 \text{ cm}$$

Caso A Confinada 4 caras

Caso B Confinada 3 caras o 2 caras opuestas

Caso C No confinada

Análisis para la dirección Y (Vigas 1 y 2)



$$b_w := \min(b_{w1}, b_{w2}) = 0.4 \text{ m}$$

$$x := \frac{b_1 - b_w}{2} = 0.1 \text{ m}$$

$$h_{col} := b_2$$

$$b_{max} := \min(b_1, b_w + h_{col}, 2 \cdot x + b_w) = 0.6 \text{ m}$$

$$A_j := b_{max} \cdot h_{col} = (3.6 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

$$V_N := 4 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot A_j = 223.084 \text{ tonnef}$$

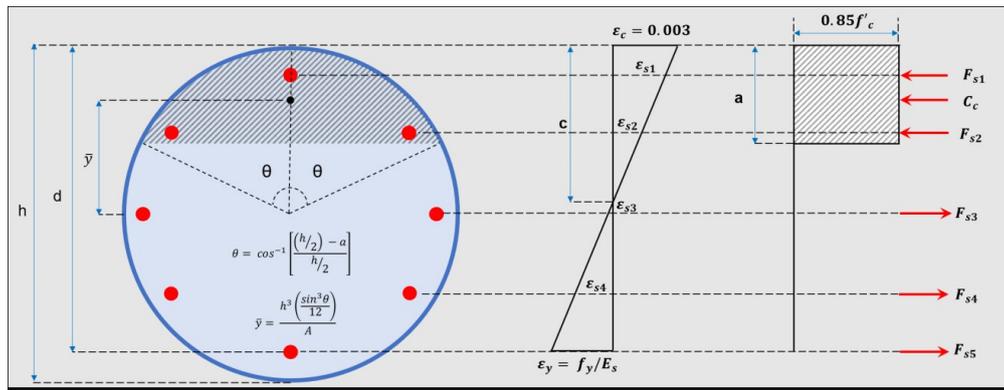
$$0.85 \cdot V_N = 189.621 \text{ tonnef}$$

$$V_j = 71.785 \text{ tonnef}$$

ANEXO A4.2

Diseño de columna circular

DISEÑO DE COLUMNA SMF ACI 318-14



1) Materiales

$$f'_c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$\beta_1 := 0.85 - \frac{0.05 \cdot \left(f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} - 280 \right)}{70} = 0.879$$

$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \quad E_s := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \varepsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.002$$

$$\varepsilon_{cu} := 0.003 \quad \varepsilon_{0.005} := 0.005$$

$$\phi_f := 0.9 \quad \phi_v := 0.6$$

2) Refuerzo

3) Sección

Diametro $D := 60 \text{ cm}$ $r := 4 \text{ cm}$

$$A_g := \frac{\pi}{4} \cdot D^2 = (2.827 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

4) Disposición Refuerzo

Estimación de varillas en base a cuantía mínima

$$\text{Acero mínimo} \quad \rho_{min} := 0.01$$

$$d_b := d_{b18} = 18 \text{ mm} \quad d_{est} := d_{b14}$$

$$A_b := A_{b18} = 2.545 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_min} := \rho_{min} \cdot A_g \cdot 1.0 = 28.274 \text{ cm}^2$$

$$n_{varillas_req} := \frac{A_{s_min}}{A_b} = 11.111$$

Disposición de acero en la sección

$$d_b := d_{b22}$$

$$A_{sc} := \frac{\pi}{4} \cdot d_b^2$$

$$A_{spM} := \begin{bmatrix} A_{sc} \\ 2 \cdot A_{sc} \\ 2 \cdot A_{sc} \\ 2 \cdot A_{sc} \\ A_{sc} \end{bmatrix}$$

$$N_{fx} := \text{rows}(A_{spM}) = 5$$

$$A_{si} := \begin{bmatrix} \sum A_{spM}^{\widehat{0}} \\ \sum A_{spM}^{\widehat{1}} \\ \sum A_{spM}^{\widehat{2}} \\ \sum A_{spM}^{\widehat{3}} \\ \sum A_{spM}^{\widehat{4}} \end{bmatrix}$$

$$A_s := \sum A_{si} = 30.411 \text{ cm}^2$$

Revisión de cuantía máxima

$$\frac{A_s}{A_g} = 0.011$$

$$\text{if} \left(0.01 < \frac{A_s}{A_g} < 0.06, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”} \right) = \text{“Cumple”}$$

$$d_1 := D - r - d_{est} - \frac{d_b}{2} = 53.5 \text{ cm} \quad d_u := r + d_{est} + \frac{d_b}{2} = 6.5 \text{ cm}$$

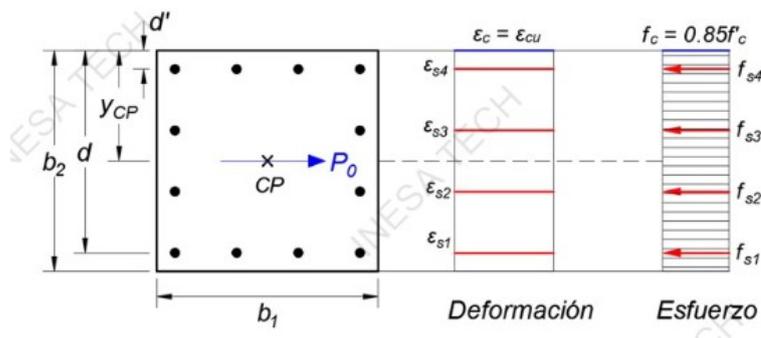
$$s_x := \frac{d_1 - d_u}{N_{fx} - 1} = 11.75 \text{ cm}$$

Profundidades del eje de filas de carillas medidas desde la fibra superior

$$d_i := \begin{bmatrix} d_1 \\ d_1 - s_x \\ d_1 - 2 \cdot s_x \\ d_1 - 3 \cdot s_x \\ d_u \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 53.5 \\ 41.75 \\ 30 \\ 18.25 \\ 6.5 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

5) Revisión por flexo compresión

5.1 Compresión Pura



Hipótesis: El concreto alcanzó su agotamiento Los aceros están en cedencia Comportamiento elasto - plástico del acero

Fuerzas en cada fila del concreto

$$f_{si} := f_y \cdot \begin{bmatrix} A_{si}(0) \\ A_{si}(1) \\ A_{si}(2) \\ A_{si}(3) \\ A_{si}(4) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 15.966 \\ 31.931 \\ 31.931 \\ 31.931 \\ 15.966 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

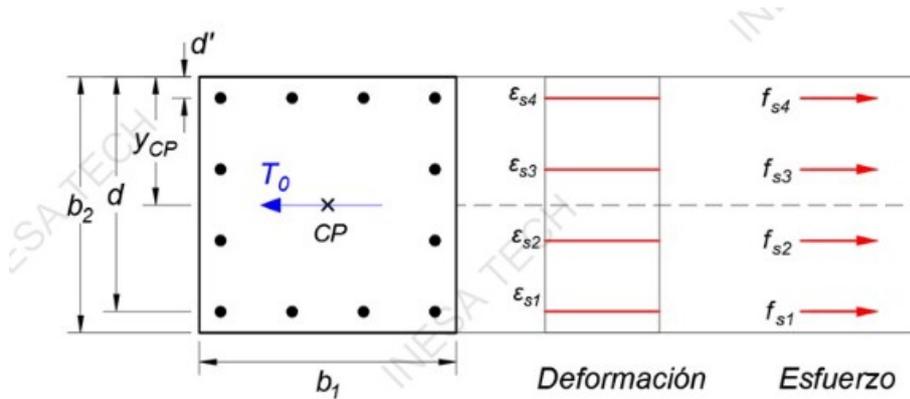
$$C_c := 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_s) = 570.593 \text{ tonnef}$$

$$P_0 := C_c + \sum f_{si} = 698.317 \text{ tonnef}$$

Posición del centroide plástico, medido desde la fibra superior

$$y_{cp} := \frac{\frac{D}{2} \cdot C_c + \sum_{i=1}^{N_{fx}-1} (f_{si}(i) \cdot d_i(i))}{P_0} = 28.777 \text{ cm}$$

5.2 Tensión Pura

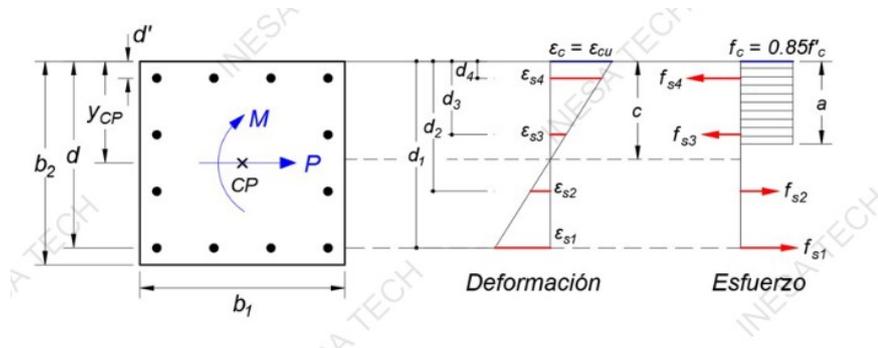


Hipótesis: Los aceros están en cedencia Comportamiento elasto -plástico del acero

Fuerzas en cada fila del
concreto

$$T_0 := -\left(\sum f_{si}\right) = -127.725 \text{ tonnef} \quad \text{Tensión Pura}$$

-Valores de profundidad del eje neutro para el análisis



Se define en primer lugar la profundidad del eje neutro para la falla balanceada, donde el acero mas alejado a tracción se encuentra justo en la cedencia, mientras el concreto alcanza el agotamiento

$$d := d_i(0) = 53.5 \text{ cm}$$

$$c_b := \frac{\varepsilon_{cu} \cdot d}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = 32.1 \text{ cm}$$

Luego, se plantean diferentes valores de la profundidad del eje neutro incluyendo la falla balanceada

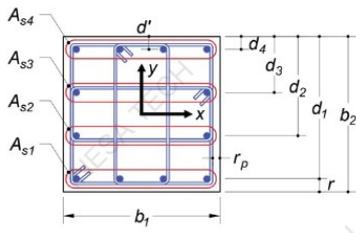
Puntos de análisis

$$c_i := \begin{bmatrix} D - \frac{D}{8} \\ \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 0.0005} \cdot d \\ \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 0.0012} \cdot d \\ \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \cdot d \\ \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 0.004} \cdot d \\ \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 0.0076} \cdot d \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 52.5 \\ 45.857 \\ 38.214 \\ 32.1 \\ 22.929 \\ 15.142 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

Caso1

$$c := c_i(0) = 52.5 \text{ cm}$$

Hipótesis: El concreto alcanzó su agotamiento y se asume un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo.



Deformación en cada fila

$$\varepsilon_{si} := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \cdot \begin{bmatrix} c - d_i(0) \\ c - d_i(1) \\ c - d_i(2) \\ c - d_i(3) \\ c - d_i(4) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -5.714 \cdot 10^{-5} \\ 6.143 \cdot 10^{-4} \\ 0.001 \\ 0.002 \\ 0.003 \end{bmatrix}$$

$$estado := \begin{bmatrix} \text{if}(\varepsilon_{si}(0) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(1) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(2) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(3) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(4) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{"T"} \\ \text{"C"} \\ \text{"C"} \\ \text{"C"} \\ \text{"C"} \end{bmatrix}$$

$$\varepsilon_{F1} := \varepsilon_{si}(0) = -5.714 \cdot 10^{-5}$$

Fuerzas en cada Fila

$$F_{si} := \begin{bmatrix} \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(0))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(0)) \cdot A_{si}(0) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(1))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(1)) \cdot A_{si}(1) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(2))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(2)) \cdot A_{si}(2) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(3))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(3)) \cdot A_{si}(3) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(4))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(4)) \cdot A_{si}(4) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.456 \\ 9.807 \\ 20.527 \\ 31.247 \\ 15.966 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

Resultante concreto

$$a := \beta_1 \cdot c = 46.125 \text{ cm}$$

$$\theta := \arccos\left(\frac{\frac{D}{2} - a}{\frac{D}{2}}\right)$$

$$A := \frac{D^2}{8} \cdot (\theta - \sin(\theta)) = 582.751 \text{ cm}^2$$

$$y' := \frac{D^3 \cdot \left(\frac{(\sin(\theta))^3}{12}\right)}{A} = 18.522 \text{ cm}$$

$$C_c := 0.85 \cdot f'_c \cdot (A) = 118.881 \text{ tonnef}$$

Fuerza Axial

$$P_1 := C_c + \sum F_{si} = 195.972 \text{ tonnef}$$

Momento

$$M_1 := C_c \cdot (y_{cp} - (y_{cp} - y')) + \sum_{i=1}^{N_{fx}-1} (F_{si}(i) \cdot (y_{cp} - d_i(i))) = 27.341 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_1 = 27.341 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Caso2

$$c := c_i(1) = 45.857 \text{ cm}$$

Hipótesis: El concreto alcanzó su agotamiento y se asume un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo.

Deformación en cada fila

$$\varepsilon_{si} := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \cdot \begin{bmatrix} c - d_i(0) \\ c - d_i(1) \\ c - d_i(2) \\ c - d_i(3) \\ c - d_i(4) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -5 \cdot 10^{-4} \\ 2.687 \cdot 10^{-4} \\ 0.001 \\ 0.002 \\ 0.003 \end{bmatrix} \quad estado := \begin{bmatrix} \text{if}(\varepsilon_{si}(0) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(1) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(2) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(3) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(4) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{"T"} \\ \text{"C"} \\ \text{"C"} \\ \text{"C"} \\ \text{"C"} \end{bmatrix}$$

$$\varepsilon_{F2} := \varepsilon_{si}(0)$$

Fuerzas en cada fila

$$F_{si} := \begin{bmatrix} \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(0))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(0)) \cdot A_{si}(0) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(1))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(1)) \cdot A_{si}(1) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(2))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(2)) \cdot A_{si}(2) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(3))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(3)) \cdot A_{si}(3) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(4))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(4)) \cdot A_{si}(4) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -3.991 \\ 4.29 \\ 16.562 \\ 28.835 \\ 15.966 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

Resultante concreto

$$a := \beta_1 \cdot c = 40.289 \text{ cm}$$

$$\theta := \text{acos} \left(\frac{\frac{D}{2} - a}{\frac{D}{2}} \right)$$

$$A := \frac{D^2}{8} \cdot (\theta - \sin(\theta)) = 441.68 \text{ cm}^2$$

$$y' := \frac{D^3 \cdot \left(\frac{(\sin(\theta))^3}{12} \right)}{A} = 33.779 \text{ cm}$$

$$C_c := 0.85 \cdot f'_c \cdot (A) = 90.103 \text{ tonnef}$$

Fuerza Axial

$$P_2 := C_c + \sum F_{si} = 151.764 \text{ tonnef}$$

Momento

$$M_2 := C_c \cdot (y_{cp} - (y_{cp} - y')) + \sum_{i=1}^{N_{fx}-1} (F_{si}(i) \cdot (y_{cp} - d_i(i))) = 36.269 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = 36.269 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Caso3

$$c := c_i(2) = 38.214 \text{ cm}$$

Hipótesis: El concreto alcanzó su agotamiento y se asume un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo.

Deformación en cada fila

$$\varepsilon_{si} := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \cdot \begin{bmatrix} c - d_i(0) \\ c - d_i(1) \\ c - d_i(2) \\ c - d_i(3) \\ c - d_i(4) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.001 \\ -2.776 \cdot 10^{-4} \\ 6.449 \cdot 10^{-4} \\ 0.002 \\ 0.002 \end{bmatrix} \quad estado := \begin{bmatrix} \text{if}(\varepsilon_{si}(0) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(1) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(2) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(3) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(4) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{"T"} \\ \text{"T"} \\ \text{"C"} \\ \text{"C"} \\ \text{"C"} \end{bmatrix}$$

$$\varepsilon_{F3} := \varepsilon_{si}(0)$$

Fuerzas en cada fila

$$F_{si} := \begin{bmatrix} \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(0))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(0)) \cdot A_{si}(0) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(1))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(1)) \cdot A_{si}(1) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(2))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(2)) \cdot A_{si}(2) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(3))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(3)) \cdot A_{si}(3) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(4))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(4)) \cdot A_{si}(4) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -9.579 \\ -4.432 \\ 10.296 \\ 25.023 \\ 15.966 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

Resultante concreto

$$a := \beta_1 \cdot c = 33.574 \text{ cm}$$

$$\theta := \arccos\left(\frac{\frac{D}{2} - a}{\frac{D}{2}}\right)$$

$$A := \frac{D^2}{8} \cdot (\theta - \sin(\theta)) = 313.8 \text{ cm}^2$$

$$y' := \frac{D^3 \cdot \left(\frac{(\sin(\theta))^3}{12}\right)}{A} = 56.144 \text{ cm}$$

$$C_c := 0.85 \cdot f'_c \cdot (A) = 64.015 \text{ tonnef}$$

Fuerza Axial

$$P_3 := C_c + \sum F_{si} = 101.288 \text{ tonnef}$$

Momento

$$M_3 := C_c \cdot (y_{cp} - (y_{cp} - y')) + \sum_{i=1}^{N_{fx}-1} (F_{si}(i) \cdot (y_{cp} - d_i(i))) = 42.581 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_3 = 42.581 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Caso4

$$c := c_i(3) = 32.1 \text{ cm}$$

Hipótesis: El concreto alcanzó su agotamiento y se asume un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo.

Deformación en cada fila

$$\varepsilon_{si} := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \cdot \begin{bmatrix} c - d_i(0) \\ c - d_i(1) \\ c - d_i(2) \\ c - d_i(3) \\ c - d_i(4) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.002 \\ -9.019 \cdot 10^{-4} \\ 1.963 \cdot 10^{-4} \\ 0.001 \\ 0.002 \end{bmatrix} \quad \text{estado} := \begin{bmatrix} \text{if}(\varepsilon_{si}(0) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(1) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(2) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(3) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(4) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{"T"} \\ \text{"T"} \\ \text{"C"} \\ \text{"C"} \\ \text{"C"} \end{bmatrix}$$

$$\varepsilon_{F4} := \varepsilon_{si}(0)$$

Fuerzas en cada Fila

$$F_{si} := \begin{bmatrix} \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(0))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(0)) \cdot A_{si}(0) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(1))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(1)) \cdot A_{si}(1) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(2))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(2)) \cdot A_{si}(2) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(3))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(3)) \cdot A_{si}(3) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(4))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(4)) \cdot A_{si}(4) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -15.966 \\ -14.399 \\ 3.133 \\ 20.666 \\ 15.966 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

Resultante concreto

$$a := \beta_1 \cdot c = 28.202 \text{ cm}$$

$$\theta := \text{acos} \left(\frac{\frac{D}{2} - a}{\frac{D}{2}} \right)$$

$$A := \frac{D^2}{8} \cdot (\theta - \sin(\theta)) = 230.683 \text{ cm}^2$$

$$y' := \frac{D^3 \cdot \left(\frac{(\sin(\theta))^3}{12} \right)}{A} = 77.609 \text{ cm}$$

$$C_c := 0.85 \cdot f'_c \cdot (A) = 47.059 \text{ tonnef}$$

Fuerza Axial

$$P_4 := C_c + \sum F_{si} = 56.46 \text{ tonnef}$$

Momento

$$M_4 := C_c \cdot (y_{cp} - (y_{cp} - y')) + \sum_{i=1}^{N_{fx}-1} (F_{si}(i) \cdot (y_{cp} - d_i(i))) = 44.084 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_4 = 44.084 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Caso5

$$c := c_i(4) = 22.929 \text{ cm}$$

Hipótesis: El concreto alcanzó su agotamiento y se asume un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo.

Deformación en cada fila

$$\varepsilon_{si} := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \cdot \begin{bmatrix} c - d_i(0) \\ c - d_i(1) \\ c - d_i(2) \\ c - d_i(3) \\ c - d_i(4) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.004 \\ -0.002 \\ -9.252 \cdot 10^{-4} \\ 6.121 \cdot 10^{-4} \\ 0.002 \end{bmatrix} \quad estado := \begin{bmatrix} \text{if}(\varepsilon_{si}(0) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(1) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(2) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(3) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(4) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{"T"} \\ \text{"T"} \\ \text{"T"} \\ \text{"C"} \\ \text{"C"} \end{bmatrix}$$

$$\varepsilon_{F5} := \varepsilon_{si}(0)$$

Fuerzas en cada Fila

$$F_{si} := \begin{bmatrix} \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(0))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(0)) \cdot A_{si}(0) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(1))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(1)) \cdot A_{si}(1) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(2))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(2)) \cdot A_{si}(2) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(3))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(3)) \cdot A_{si}(3) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(4))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(4)) \cdot A_{si}(4) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -15.966 \\ -31.931 \\ -14.772 \\ 9.773 \\ 15.966 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

$$a := \beta_1 \cdot c = 20.144 \text{ cm}$$

$$\theta := \arccos \left(\frac{\frac{D}{2} - a}{\frac{D}{2}} \right)$$

$$A := \frac{D^2}{8} \cdot (\theta - \sin(\theta)) = 131.203 \text{ cm}^2$$

$$y' := \frac{D^3 \cdot \left(\frac{(\sin(\theta))^3}{12} \right)}{A} = 115.592 \text{ cm}$$

$$C_c := 0.85 \cdot f'_c \cdot (A) = 26.765 \text{ tonnef}$$

Fuerza Axial

$$P_5 := C_c + \sum F_{si} = -10.164 \text{ tonnef}$$

Momento

$$M_5 := C_c \cdot (y_{cp} - (y_{cp} - y')) + \sum_{i=1}^{N_{fx}-1} (F_{si}(i) \cdot (y_{cp} - d_i(i))) = 39.847 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_5 = 39.847 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Caso6

$$c := c_i(5) = 15.142 \text{ cm}$$

Hipótesis: El concreto alcanzó su agotamiento y se asume un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo.

Deformación en cada fila

$$\varepsilon_{si} := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \cdot \begin{bmatrix} c - d_i(0) \\ c - d_i(1) \\ c - d_i(2) \\ c - d_i(3) \\ c - d_i(4) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.008 \\ -0.005 \\ -0.003 \\ -6.159 \cdot 10^{-4} \\ 0.002 \end{bmatrix} \quad estado := \begin{bmatrix} \text{if}(\varepsilon_{si}(0) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(1) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(2) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(3) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \\ \text{if}(\varepsilon_{si}(4) < 0, \text{"T"}, \text{"C"}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{"T"} \\ \text{"T"} \\ \text{"T"} \\ \text{"T"} \\ \text{"C"} \end{bmatrix}$$

$$\varepsilon_{F6} := \varepsilon_{si}(0)$$

Fuerzas en cada Fila

$$F_{si} := \begin{bmatrix} \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(0))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(0)) \cdot A_{si}(0) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(1))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(1)) \cdot A_{si}(1) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(2))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(2)) \cdot A_{si}(2) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(3))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(3)) \cdot A_{si}(3) \\ \min(f_y, E_s \cdot \text{abs}(\varepsilon_{si}(4))) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{si}(4)) \cdot A_{si}(4) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -15.966 \\ -31.931 \\ -31.931 \\ -9.833 \\ 13.668 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

Resultante concreto

$$a := \beta_1 \cdot c = 13.303 \text{ cm}$$

$$\theta := \arccos\left(\frac{\frac{D}{2} - a}{\frac{D}{2}}\right)$$

$$A := \frac{D^2}{8} \cdot (\theta - \sin(\theta)) = 67.385 \text{ cm}^2$$

$$y' := \frac{D^3 \cdot \left(\frac{(\sin(\theta))^3}{12}\right)}{A} = 153.18 \text{ cm}$$

$$C_c := 0.85 \cdot f'_c \cdot (A) = 13.747 \text{ tonnef}$$

Fuerza Axial

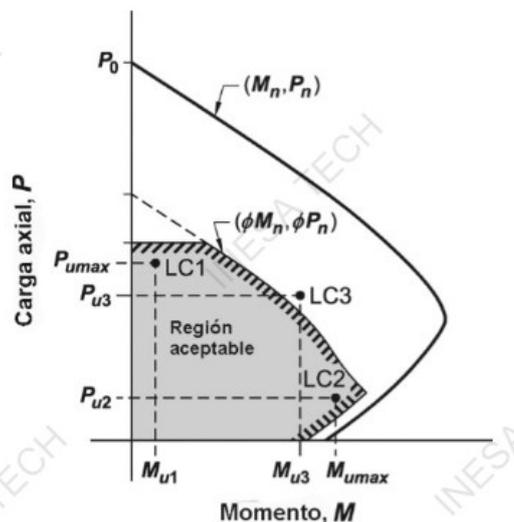
$$P_6 := C_c + \sum F_{si} = -62.247 \text{ tonnef}$$

Momento

$$M_6 := C_c \cdot (y_{cp} - (y_{cp} - y')) + \sum_{i=1}^{N_{fx}-1} (F_{si}(i) \cdot (y_{cp} - d_i(i))) = 27.6 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_6 = 27.6 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Definición del diagrama de interacción de una columna a flexo-compresión uniaxial



6) Factores de reducción

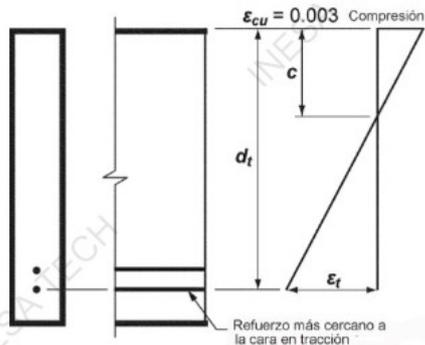


Fig. R21.2.2(a) — Distribución de la deformación unitaria y deformación unitaria neta de tracción en un elemento no preesforzado.

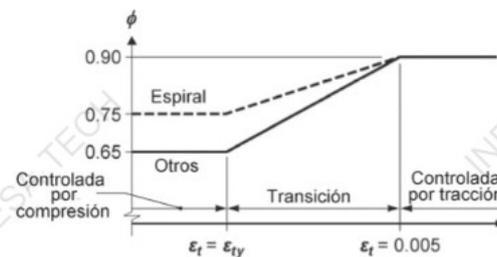


Fig. R21.2.2(b) — Variación de ϕ con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción ε_t .

Caso1

$$\varepsilon_{F1} = -0.00006 \quad \boxed{RF1} = ?$$

$$\phi_1 := \text{if} \left(\text{abs}(\varepsilon_{F1}) \leq \varepsilon_y, 0.65, \text{if} \left(\text{abs}(\varepsilon_{F1}) > 0.005, 0.9, 0.65 + 0.25 \cdot \frac{\text{abs}(\varepsilon_{F1}) - \varepsilon_y}{0.005 - \varepsilon_y} \right) \right) = 0.65$$

Caso2

$$\varepsilon_{F2} = -0.0005 \quad \boxed{RF2} = ?$$

$$\phi_2 := \text{if} \left(\text{abs}(\varepsilon_{F2}) \leq \varepsilon_y, 0.65, \text{if} \left(\text{abs}(\varepsilon_{F2}) > 0.005, 0.9, 0.65 + 0.25 \cdot \frac{\text{abs}(\varepsilon_{F2}) - \varepsilon_y}{0.005 - \varepsilon_y} \right) \right) = 0.65$$

Caso3

$$\varepsilon_{F3} = -0.0012 \quad \boxed{RF3} = ?$$

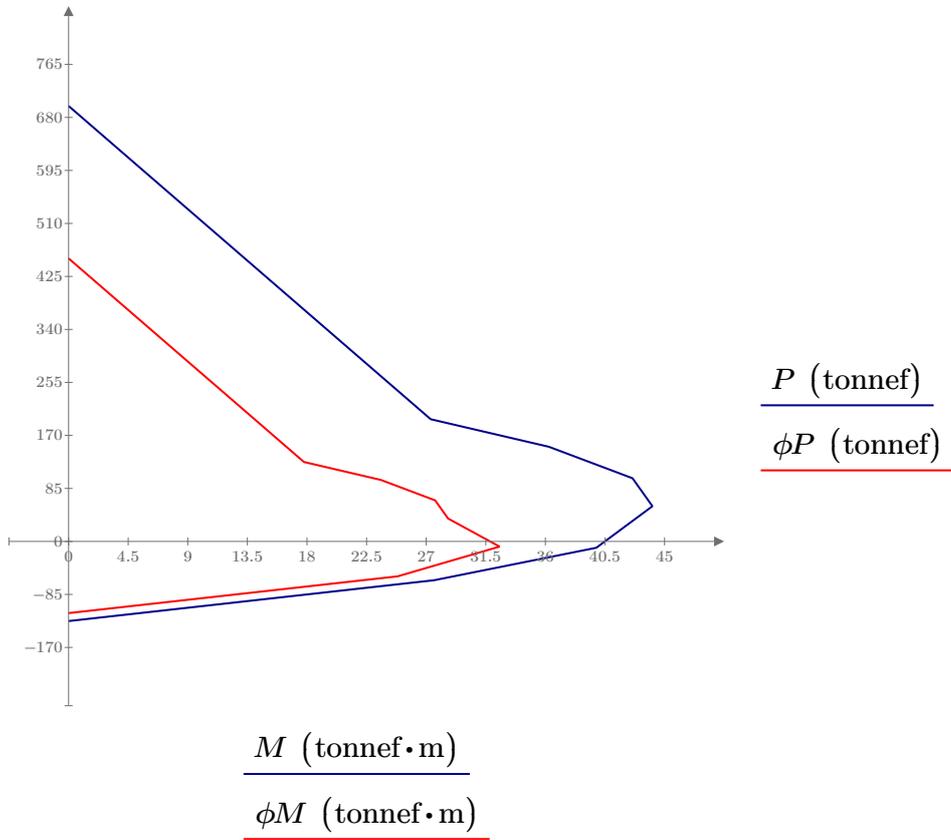
$$\phi_3 := \text{if} \left(\text{abs}(\varepsilon_{F3}) \leq \varepsilon_y, 0.65, \text{if} \left(\text{abs}(\varepsilon_{F3}) > 0.005, 0.9, 0.65 + 0.25 \cdot \frac{\text{abs}(\varepsilon_{F3}) - \varepsilon_y}{0.005 - \varepsilon_y} \right) \right) = 0.65$$

Caso4

$$\varepsilon_{F4} = -0.002 \quad \boxed{RF4} = ?$$

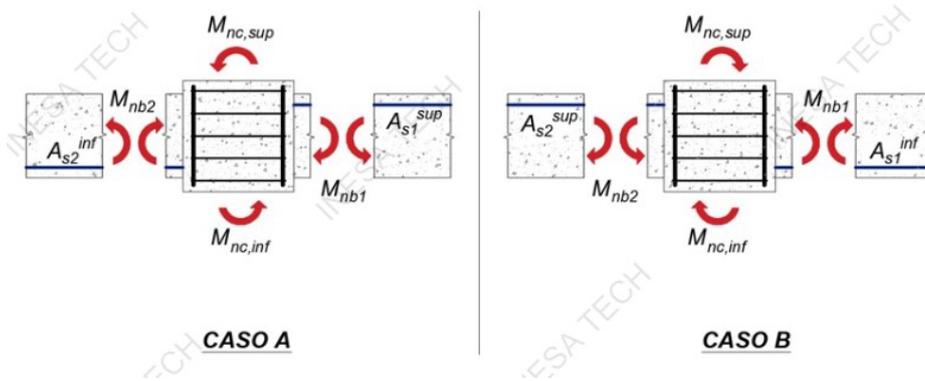
$$\phi_4 := \text{if} \left(\text{abs}(\varepsilon_{F4}) < \varepsilon_y, 0.65, \text{if} \left(\text{abs}(\varepsilon_{F4}) > 0.005, 0.9, 0.65 + 0.25 \cdot \frac{\text{abs}(\varepsilon_{F4}) - \varepsilon_y}{0.005 - \varepsilon_y} \right) \right) = 0.65$$

Diagrama de interacción P-M -X

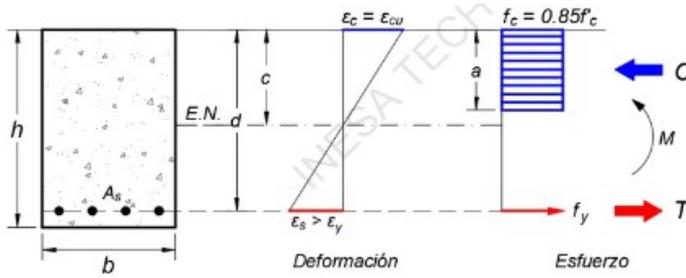


Resistencia Mínima a flexión

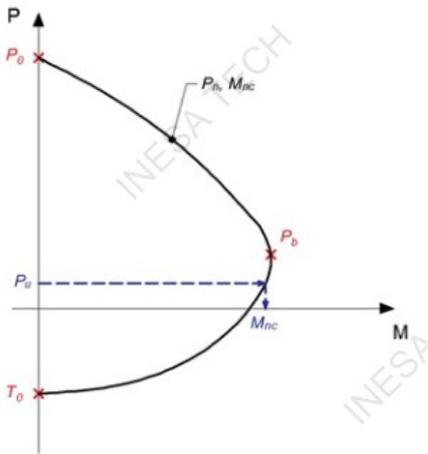
A fin de prevenir que se forme un entrespado débil, es necesario cumplir que la sumatoria de momentos nominales de las columnas sean iguales o mayores a 6/5 (1.20) que la sumatoria de momentos nominales de las vigas que concurren al nodo



Resistencia nominal a vigas



Resistencia nominal de columnas



Detalles Vigas

$$b_v := 30 \text{ cm} \quad h_v := 60 \text{ cm} \quad r_v := 4 \text{ cm} \quad d_{v_est} := 12 \text{ mm}$$

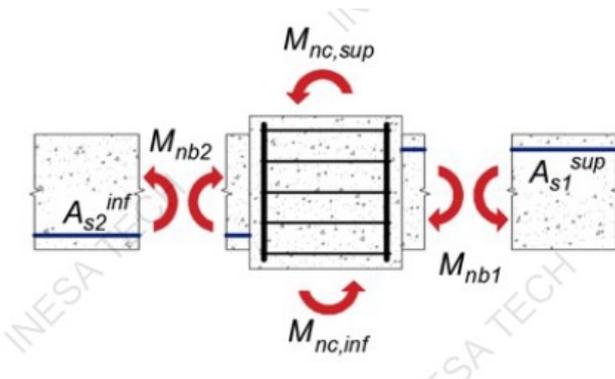
$$d_v := 18 \text{ mm}$$

$$d_v := h_v - r_v - d_{v_est} - \frac{d_v}{2} = 53.9 \text{ cm}$$

$$A_b := A_{b18}$$

Suma momentos a flexión vigas

Caso A



$$\#b := 5$$

$$A_{s_sup_v1} := \#b \cdot A_b = 12.723 \text{ cm}^2$$

$$\#b := 10$$

$$A_{s_inf_v2} := \#b \cdot A_b = 25.447 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{f_y \cdot A_{s_sup_v1}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v} = 8.732 \text{ cm}$$

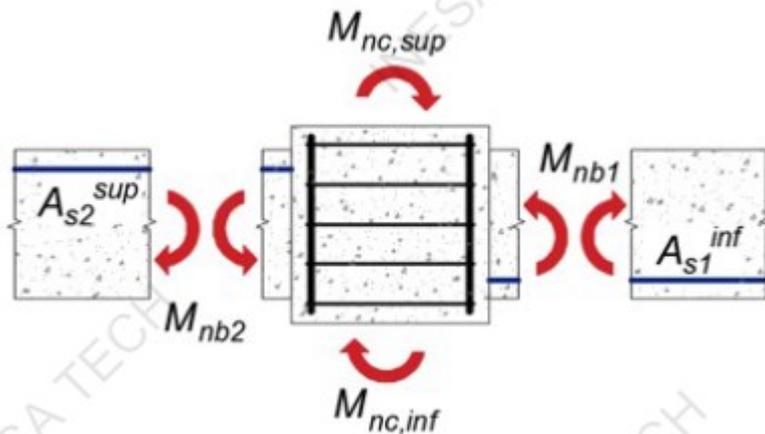
$$Mn_{v1} := f_y \cdot A_{s_sup_v1} \cdot \left(d_v - \frac{a}{2} \right) = 26.47 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$a := \frac{f_y \cdot A_{s_inf_v2}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v} = 17.464 \text{ cm}$$

$$Mn_{v2} := f_y \cdot A_{s_inf_v2} \cdot \left(d_v - \frac{a}{2} \right) = 48.274 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$SMn_{v_caso1} := Mn_{v1} + Mn_{v2} = 74.745 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Caso B



$$\#b := 10$$

$$A_{s_inf_v1} := \#b \cdot A_b = 25.447 \text{ cm}^2$$

$$\#b := 5$$

$$A_{s_sup_v2} := \#b \cdot A_b = 12.723 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{f_y \cdot A_{s_inf_v1}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v} = 17.464 \text{ cm}$$

$$Mn_{v1} := f_y \cdot A_{s_inf_v1} \cdot \left(d_v - \frac{a}{2} \right) = 48.274 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$a := \frac{f_y \cdot A_{s_sup_v2}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v} = 8.732 \text{ cm}$$

$$Mn_{v2} := f_y \cdot A_{s_sup_v2} \cdot \left(d_v - \frac{a}{2} \right) = 26.47 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$SMn_{v_caso2} := Mn_{v1} + Mn_{v2} = 74.745 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Suma de momentos nominales más críticos

$$SMn_v := \max (SMn_{v_caso1}, SMn_{v_caso2}) = 74.745 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

P-M nominal columna

$$P_{u1} := 34 \text{ tonnef}$$

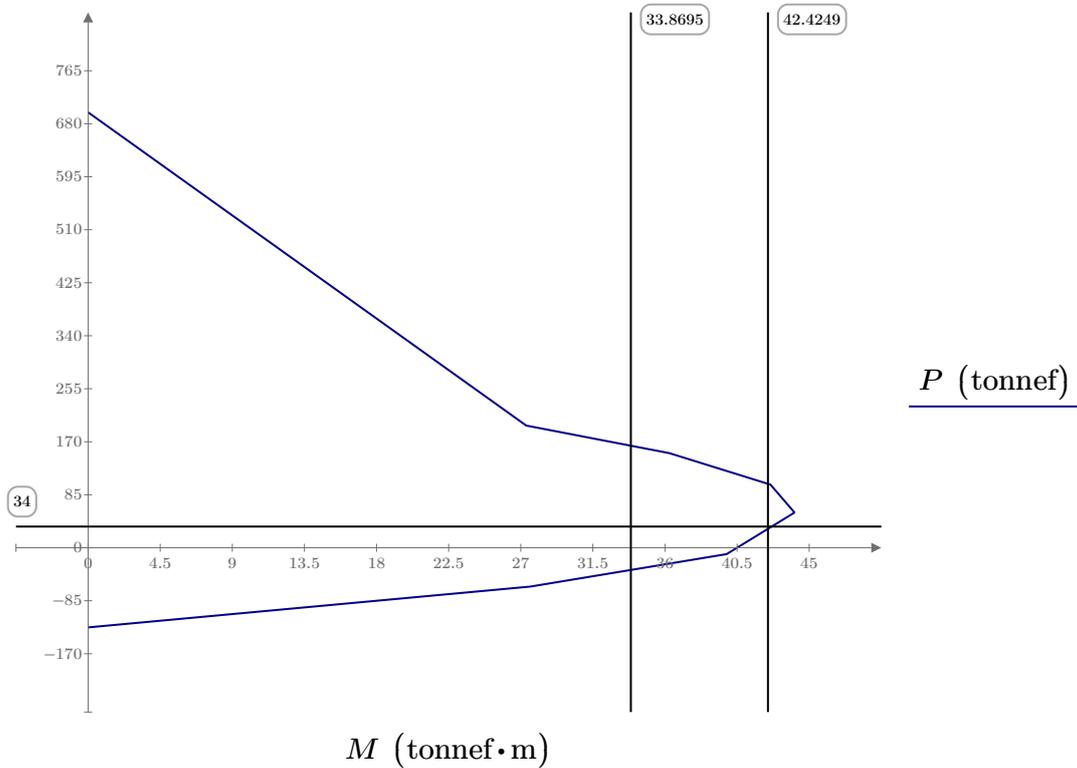
$$Mn_{c1} := 42 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Col sup

$$P_{u2} := 30 \text{ tonnef}$$

$$Mn_{c2} := 42.4 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Col inf



$$SMn_c := Mn_{c1} + Mn_{c2} = 84.4 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Relación Mnc/Mnv

$$R_{cv} := \frac{SMn_c}{SMn_v} = 1.129$$

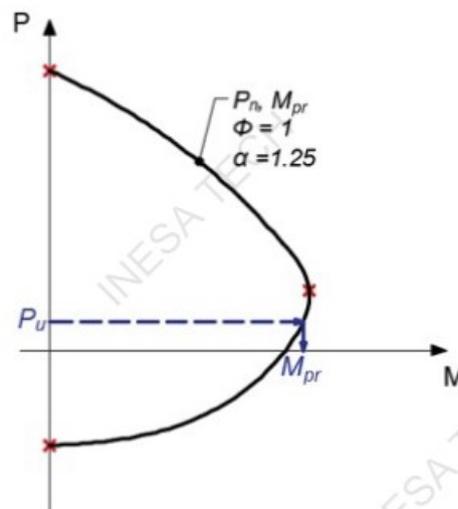
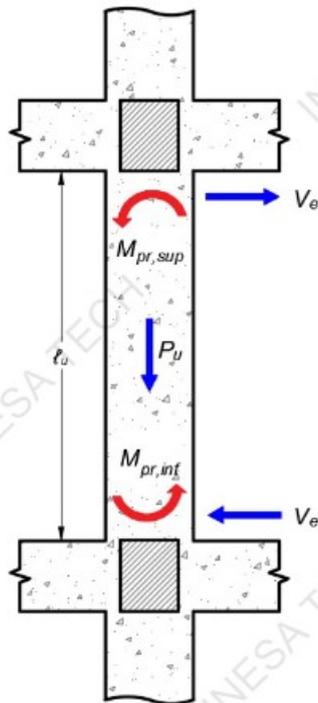
if ($R_{cv} > 1.2$, "Cumple", "No cumple") = "No cumple"

Demanda por Cortante

La fuerza máxima probable V_e en la columna, se debe determinar considerando las máximas fuerzas que puedan generarse en las caras de los nodos en cada extremo de la misma. Para ello se tienen dos posibles mecanismos:

Mecanismo 1:

Desarrollo de rótulas plásticas a flexión en columnas La demanda por corte se obtiene de los momentos máximos probables M_{pr} de las columnas en sus extremos, calculado a partir de una determinada fuerza axial mayorada, en el diagrama de interacción con $\phi=1$ y un factor de sobre-resistencia del acero igual a 1.25.



Resistencia máxima probable a flexión en columnas

Este criterio es aplicable principalmente cuando no se cumple la condición de

columna fuerte-viga débil, por lo cual, se espera que la columna alcance la rótula plástica por flexión en sus extremos, antes que las vigas que concurren al nodo.

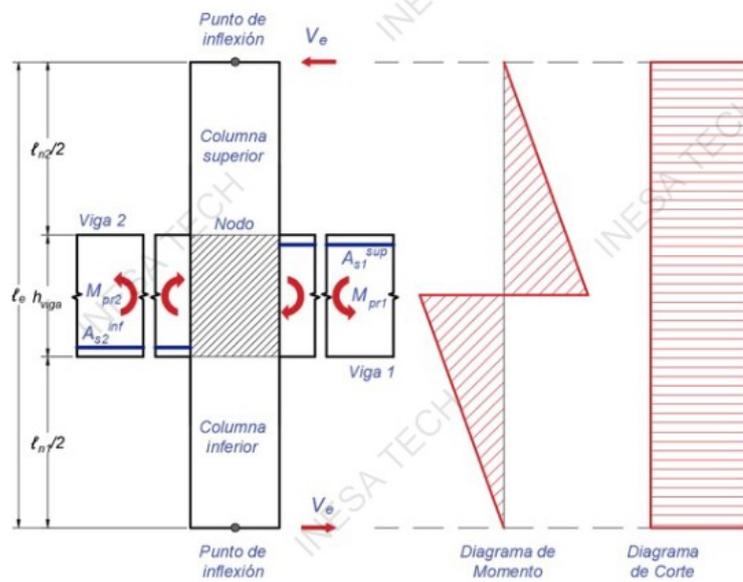
Corte máximo probable:

$$V_e = \frac{\sum M_{pr}}{L_n}$$

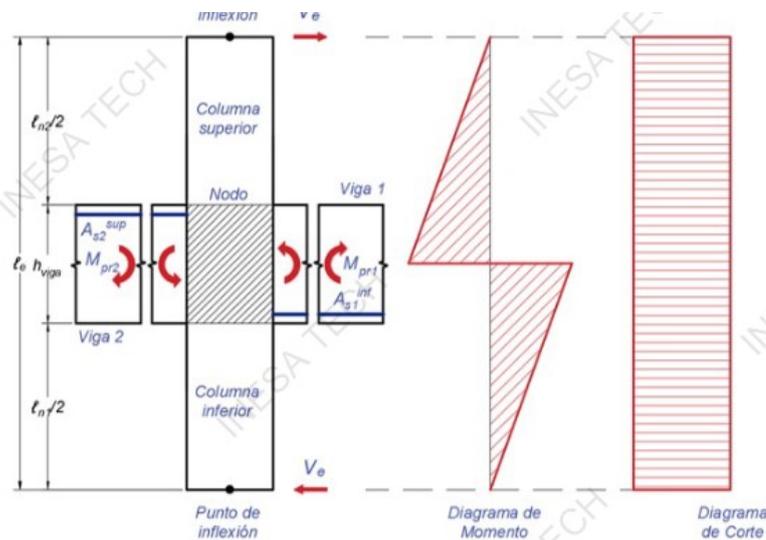
Mecanismo 2:

Desarrollo de rótulas plásticas a flexión en vigas La demanda por corte se obtiene de los momentos máximos probables M_{pr} que pueden transferir las vigas en los nodos, tomando una altura efectiva entre puntos de inflexión en la columna superior e inferior. Se asume que dichos puntos de inflexión ocurren en el medio de cada columna

Caso A:
Momentos máximos probables de las vigas en sentido antihorario



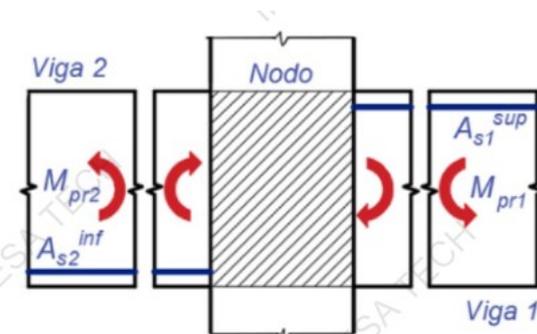
Caso B:
Momentos máximos probables de las vigas en sentido horario



Este criterio es aplicable principalmente para cuando se cumple la condición de columna fuerte-viga débil, por lo tanto, se alcanza la rótula plástica por flexión en vigas antes que en las columnas. (Caso ideal)

Mecanismo 2: falla por rotulas en vigas

Caso A: Momentos máximos probables de las vigas en sentido antihorario



$$\alpha = 0.007$$

$$\#b := 3$$

$$A_{s_sup_v1} := \#b \cdot A_b = 7.634 \text{ cm}^2$$

$$\#b := 3$$

$$A_{s_inf_v2} := \#b \cdot A_b = 7.634 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{f_y \cdot A_{s_sup_v1}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v} = 5.239 \text{ cm}$$

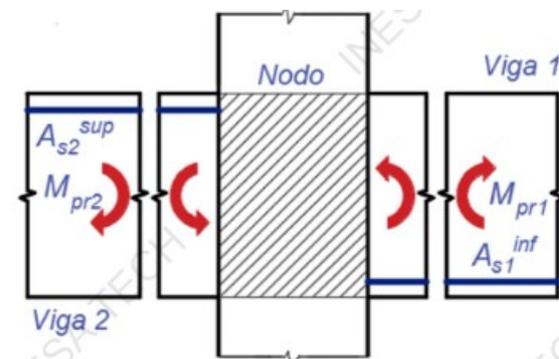
$$M_{pr_v1} := \alpha \cdot f_y \cdot A_{s_sup_v1} \cdot \left(d_v - \frac{a}{2} \right) = 0.12 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \alpha = 0.007$$

$$a := \frac{f_y \cdot A_{s_inf_v2}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v} = 5.239 \text{ cm}$$

$$M_{pr_v2} := \alpha \cdot f_y \cdot A_{s_inf_v2} \cdot \left(d_v - \frac{a}{2} \right) = 0.12 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$SM_{pr_casoa} := M_{pr_v1} + M_{pr_v2} = 0.24 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Caso B: Momentos máximos probables de las vigas en sentido horario



$$\alpha = 0.007$$

$$\#b := 3$$

$$A_{s_sup_v1} := \#b \cdot A_b = 7.634 \text{ cm}^2$$

$$\#b := 3$$

$$A_{s_inf_v2} := \#b \cdot A_b = 7.634 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{f_y \cdot A_{s_inf_v1}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v} = 17.464 \text{ cm}$$

$$M_{pr_v1} := \alpha \cdot f_y \cdot A_{s_inf_v1} \cdot \left(d_v - \frac{a}{2} \right) = 0.352 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$a := \frac{f_y \cdot A_{s_sup_v2}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v} = 8.732 \text{ cm}$$

$$M_{pr_v2} := \alpha \cdot f_y \cdot A_{s_sup_v2} \cdot \left(d_v - \frac{a}{2} \right) = 0.193 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$SM_{pr_casob} := M_{pr_v1} + M_{pr_v2} = 0.545 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Suma de momentos probables más críticos

$$SM_{prv} := \max(SM_{pr_casoa}, SM_{pr_casob}) = 0.545 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Finalmente, se obtiene el corte de diseño en la columna:

$$l_e := \frac{4.38 \text{ m}}{2} + \frac{4.2 \text{ m}}{2} + h_v = 4.89 \text{ m}$$

$$V_e := \frac{SM_{prv}}{l_e} = 0.112 \text{ tonnef}$$

$$V_{u_analisis} := 2.5 \text{ tonnef}$$

$$V_{diseño} := \max(V_e, V_{u_analisis}) = 2.5 \text{ tonnef}$$

Definición de la resistencia por corte del concreto (Columna 1)

El refuerzo transversal debe diseñarse para resistir corte suponiendo $V_c = 0$.

donde ocurran simultáneamente las siguientes condiciones:

a) La fuerza cortante inducida por el sismo V_e , que se determina aplicando el mecanismo 1 (rótulas plásticas por flexión en la columna) o mecanismo 2 (rótulas plásticas por flexión en vigas), representa la mitad o más del corte de diseño

$$\frac{V_e}{V_{diseño}} = 0.045 \quad r_a := \text{if} \left(\frac{V_e}{V_{diseño}} \geq 0.5, 1, 0 \right) = 0$$

b) La fuerza axial mayorada en la viga P_u , incluyendo la acción sísmica, es menor que el producto del área gruesa por la resistencia del concreto entre veinte.

$$P_u := 408.72 \text{ tonnef} \quad A_g \quad P_c := f'_c \cdot \frac{A_g}{20} = 33.929 \text{ tonnef}$$

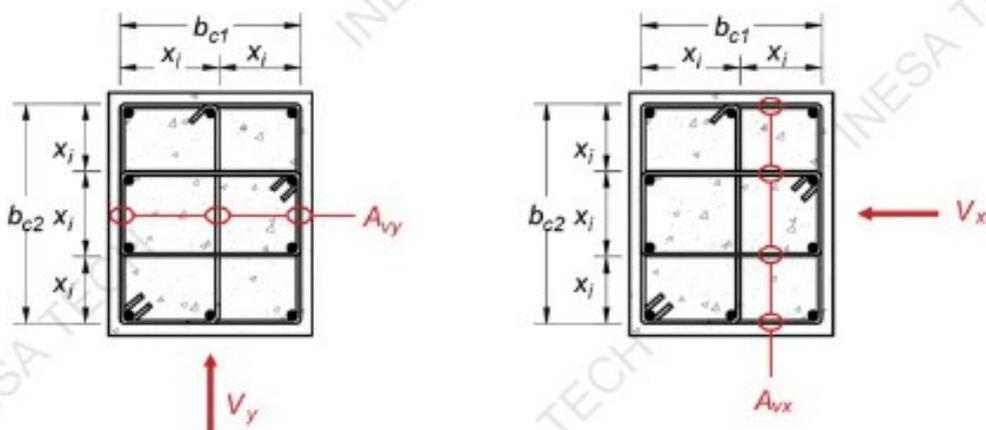
$$r_b := \text{if} (P_u \leq P_c, 1, 0) = 0$$

$$r_f := \text{if} (r_a + r_b = 2, \text{"desprecia Vc"}, \text{"aplica Vc"}) = \text{"aplica Vc"}$$

$$V_c := \text{if} \left(r_f = \text{"aplica Vc"}, 0.53 \cdot \left(1 + \frac{P_u}{140 \cdot \left(\frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2} \right) \cdot A_g} \right) \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot D \cdot D \cdot 0.8}, 0 \right) = 23.671 \text{ tonnef}$$

Diseño del acero transversal (Columna 1)

Disposiciones generales



$$s_x := 4 \cdot s_x$$

$$s_y := s_x$$

$$V_x := V_{diseño}$$

$$V_y := V_{diseño} = 2.5 \text{ tonnef}$$

Área de acero transversal en ambas direcciones

$$d_{est} = 14 \text{ mm}$$

$$A_{est} := \frac{\pi}{4} \cdot d_{est}^2$$

Dirección X

$$N_{est_cerrado_x} := 1$$

Ramas en X

$$N_{vinchas_x} := 0$$

$$N_{ramas_x} := 2 \cdot N_{est_cerrado_x} + N_{vinchas_x} = 2$$

Dirección Y

$$N_{est_cerrado_y} := 1$$

Ramas en Y

$$N_{vinchas_y} := 0$$

$$N_{ramas_y} := 2 \cdot N_{est_cerrado_y} + N_{vinchas_y} = 2$$

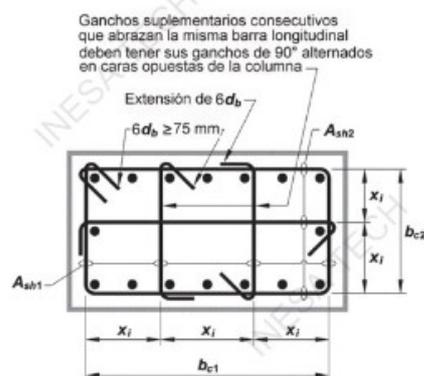
$$A_{v_x} := N_{ramas_x} \cdot A_{est} = 3.079 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_y} := N_{ramas_y} \cdot A_{est} = 3.079 \text{ cm}^2$$

- Definición del ancho confinado de la sección

$$b_{c1} := D - 2 \left(r + \frac{d_{est}}{2} \right) = 50.6 \text{ cm}$$

$$b_{c2} := D - 2 \left(r + \frac{d_{est}}{2} \right) = 50.6 \text{ cm}$$



La dimensión x_j centro a centro entre las ramas de estribo no debe exceder 350 mm. El término b_x se toma como el mayor valor de x_j .

- Definición de la separación máxima no confinada entre ramas de estribos

$$d_b = 22 \text{ mm}$$

$$x_{i_x} := s_x + d_b + d_{est} = 50.6 \text{ cm}$$

$$x_{i_y} := s_y + d_b + d_{est} = 50.6 \text{ cm}$$

$$h_x := \max(x_{i_x}, x_{i_y}) = 50.6 \text{ cm}$$

if ($h_x \leq 35 \text{ cm}$, "Cumple", "No cumple") = "No cumple"

Zona de confinamiento

Separación requerida por corte (Dirección Y)

$$V_s := \frac{V_y}{\phi_v} - V_c = -19.505 \text{ tonnef}$$

$$A_v := A_{v_y} = 3.079 \text{ cm}^2$$

$$s_{req} := \frac{A_v \cdot f_y \cdot D \cdot 0.8}{V_s} = -31.822 \text{ cm}$$

Separación máxima normativa

$$s_{max} := \min\left(\frac{\min(D)}{4}, 6 \cdot d_b, 10 \text{ cm} + \left(\frac{35 \text{ cm} - h_x}{3}\right)\right) = 4.8 \text{ cm}$$

Separación definitiva

$$s_{req_max} := \min(s_{req}, s_{max}) = -31.822 \text{ cm}$$

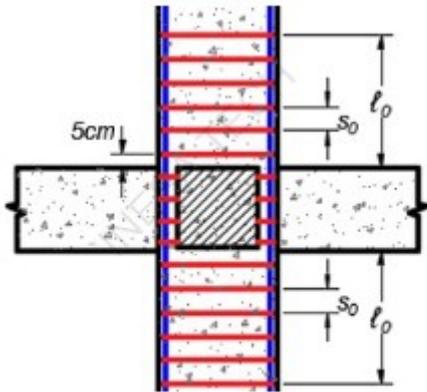
$$s_{diseño} := 7 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento

$$l_n := 4.5 \text{ m}$$

$$l_n = 4.5 \text{ m}$$

$$l_0 := \max \left(\max(D), 45 \text{ cm}, \frac{l_n}{6} \right) = 75 \text{ cm}$$

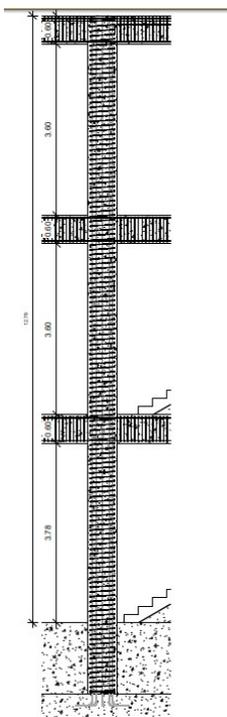


Zona central de la columna

$$s_{c_req} := \min(6 \cdot d_b, 15 \text{ cm}) = 13.2 \text{ cm}$$

$$s_{c_diseño} := 10 \text{ cm}$$

Separación traslapes



Revisión de confinamiento

$$P_u := 365.8 \text{ tonnef} \quad A_g = (2.827 \cdot 10^3) \text{ cm}^2 \quad f'_c = 23.536 \text{ MPa}$$

$$A_{ch} := \frac{\pi}{4} \cdot b_{c1}^2 = (2.011 \cdot 10^3) \text{ cm}^2 \quad s := \max(s_{diseño}, s_{c_{diseño}}) = 10 \text{ cm}$$

Tabla 18.7.5.4 — Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento

Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables	
A_{sh}/sb_c para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	Mayor de (a) y (b)	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70 \text{ MPa}$	Mayor de (a), (b) y (c)	$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b) $0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
ρ_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	Mayor de (d) y (e)	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70 \text{ MPa}$	Mayor de (d), (e) y (f)	$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e) $0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

$$R := \frac{P_u}{0.3 \cdot A_g \cdot f'_c} = 1.797$$

$$A_{sh_x_req} := \max \left(0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot s \cdot b_{c1} = 3.522 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh_y_req} := \max \left(0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot s \cdot b_{c2} = 3.522 \text{ cm}^2$$

Verificación Acero

$$A_{v_y} = 3.079 \text{ cm}^2$$

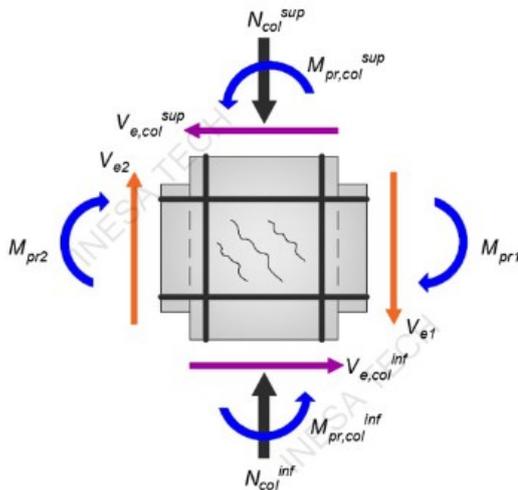
$$A_{v_x} = 3.079 \text{ cm}^2$$

if ($A_{v_y} \geq A_{sh_y_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "No cumple"

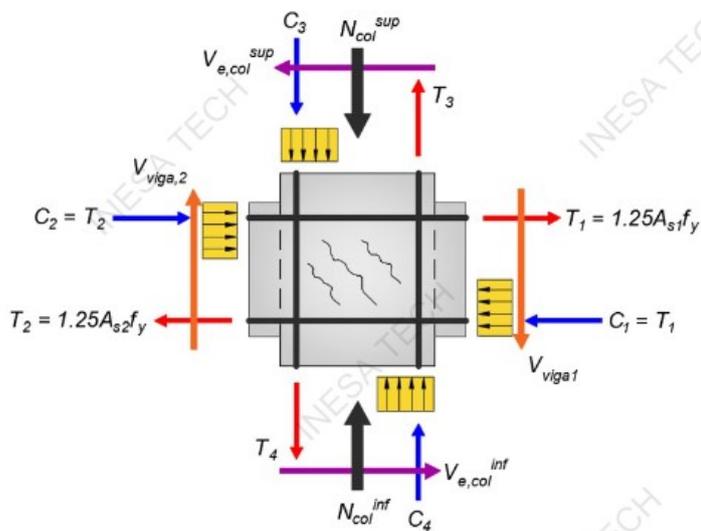
if ($A_{v_x} \geq A_{sh_x_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "No cumple"

Nodo

Demanda por corte



Para determinar la demanda por corte en el nodo es necesario definir los momentos máximos probables de vigas y columnas que concurren al mismo, tomando en cuenta el acero real de las secciones



Caso A: Momentos máximos probables de vigas en sentido antihorario

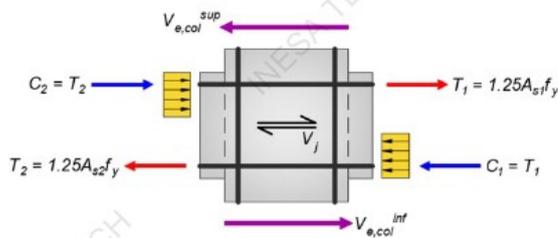
$$\alpha = 0.007$$

$$\#b := 3$$

$$A_{s_sup_v1} := \#b \cdot A_b = 7.634 \text{ cm}^2$$

$$\#b := 3$$

$$A_{s_inf_v2} := \#b \cdot A_b = 7.634 \text{ cm}^2$$



$$T_1 := \alpha \cdot A_{s_sup_v1} \cdot f_y = 0.234 \text{ tonnef}$$

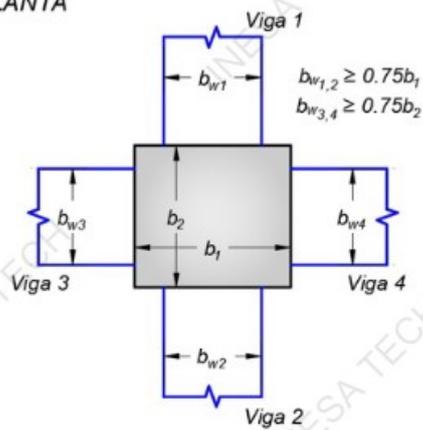
$$C_2 := \alpha \cdot A_{s_inf_v2} \cdot f_y = 0.234 \text{ tonnef}$$

$$V_{col} := V_e = 0.112 \text{ tonnef}$$

$$V_j := T_1 + C_2 - V_{col} = 0.356 \text{ tonnef}$$

Demanda- Capacidad

PLANTA



$$b_1 := D$$

$$b_2 := D$$

$$b_{w1} := 30 \text{ cm}$$

$$b_{w2} := 30 \text{ cm}$$

$$b_{w3} := 30 \text{ cm}$$

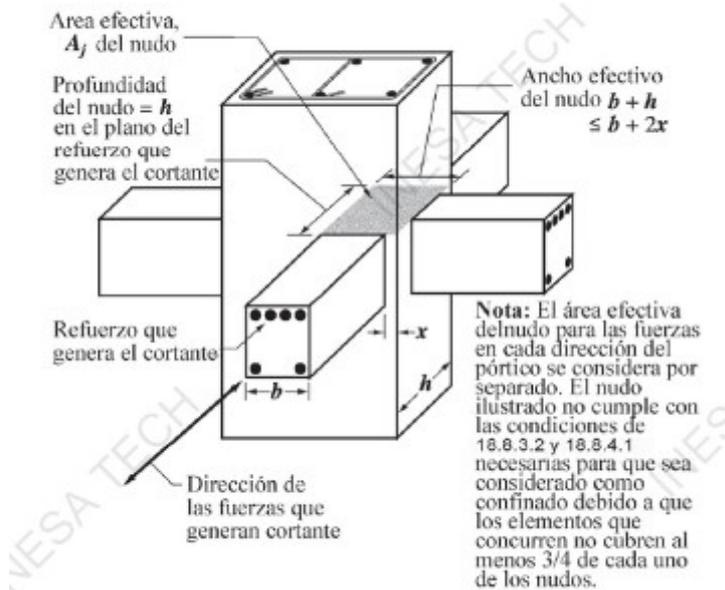
$$b_{w4} := 30 \text{ cm}$$

Caso A Confinada 4 caras

Caso B Confinada 3 caras o 2 caras opuestas

Caso C No confinada

Análisis para la dirección Y (Vigas 1 y 2)



$$b_w := \min(b_{w1}, b_{w2}) = 0.3 \text{ m}$$

$$x := \frac{b_1 - b_w}{2} = 0.15 \text{ m}$$

$$h_{col} := b_2$$

$$b_{max} := \min(D, b_w + h_{col}, 2 \cdot x + b_w) = 0.6 \text{ m}$$

$$A_j := b_{max} \cdot h_{col} = (3.6 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

$$V_c := 3.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot A_j = 178.467 \text{ tonnef}$$

$$0.85 \cdot V_c = 151.697 \text{ tonnef}$$

$$V_j = 0.356 \text{ tonnef}$$

ANEXO A5

DISEÑO DE LOSA

DISEÑO LOSA COLABORANTE

1. PREDIMENSIONAMIENTO

Para el prediseño del sistema de losa colaborante, utilizamos las recomendaciones del fabricante ACESCO

1.1. Cargas

$$q_D := 515 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad q_L := 490 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carga} := q_D + q_L = 1.005 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

CARGAS QUE PUEDE SOPORTAR EN T/m ²	
ESPESOR DE LOSA (0,10m)	
DISTANCIA ENTRE VIGAS Lo(m)	ESPESOR DEL DECK (0,65mm)
m	T/m ²
1,50	1,724
1,80	1,197
2,00	0,970
2,25	0,767
2,50	0,620
2,75	0,513
3,00	0,431
3,25	0,367
3,50	0,316

NOTA: SE USA SIN APUNTALAMIENTO CUANDO LAS VIGAS DE APOYO ESTAN A UNA DISTANCIA MÁXIMA DE 1.50m, PARA MAYORES DISTANCIAS ES RECOMENDABLE APUNTALAMIENTO.

1.2 Longitud entre apoyos máxima

$$L := 1.5 \text{ m}$$

CUBICACIÓN Y CARGAS DE PESO PROPIO

ESPESOR DE LOSA			CUBICACIÓN Y PESO PROPIO			
ALTURA TOTAL DE LA LOSA	ALTURA DE HORMIGÓN SOBRE LA CRESTA	VOLUMEN DE HORMIGÓN EN 1m ²	HORMIGÓN	PESO DEL DECK	PESO TOTAL	ESPESOR DEL DECK
cm	cm	m ³ /m ²	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	mm
10	4,92	0,074	177,60	6,13	183,73	0,65
12	6,92	0,094	225,60	6,13	231,73	0,65
15	9,92	0,124	297,60	6,13	303,73	0,65

$$q_{pp} := 183.73 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Peso propio Losa colaborante}$$

2. DISEÑO

2.1 Hipótesis de diseño

Momento ultimo

$$w_D := (q_{pp} + q_D) \cdot 1 \text{ m} = 0.699 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$w_L := q_L \cdot 1 \text{ m} = 0.49 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$M_u := \left((1.2 \cdot (q_D + q_{pp}) + 1.6 \cdot q_L) \cdot 1 \text{ m} \right) \cdot \frac{L^2}{8} = 0.456 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

2.2 Deflexión máxima permitida

$$\frac{L}{180} = 8.333 \text{ mm}$$

2.3 DATOS DE LA LOSA

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN SIMPLE					
Espesor	Peso	I+	S+	S-	As
(mm)	(kg/m ²)	(cm ⁴ /m)	(cm ³ /m)	(cm ³ /m)	(cm ² /m)
0.65	6.38	31.56	9.66	10.41	8.13
0.76	7.47	39.37	12.43	13.29	9.51

$$t := 10 \text{ cm} \quad \text{espesor total de la losa}$$

2.4 DATOS DE LA PLACA

$$e_{sd} := 0.76 \text{ mm} \quad A_s := 8.13 \text{ cm}^2 \quad f_{ysd} := 40 \text{ ksi}$$

$$I_{sd} := 31.56 \text{ cm}^4 \quad E_s := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$S_{psd} := 9.66 \text{ cm}^3$$

$$S_{nsd} := 10.41 \text{ cm}^3$$

2.5 DATOS DEL HORMIGÓN

$$A_c := 0.074 \text{ m}^2$$

$$f'_c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = (2.294 \cdot 10^{10}) \text{ Pa}$$

$$n := \frac{E_s}{E_c} = 8.977$$

2.6 Diseños Losa

2.6.1 Steel Deck actuando como encofrado

1. Deflexión de la placa de steel deck

$$L = 1.5 \text{ m}$$

$$\delta_{sd} := \frac{0.0069 \cdot w_D \cdot L^4}{E_s \cdot I_{sd} \cdot 1 \text{ m}} \cdot 1 \text{ m} = 0.368 \text{ cm} \quad \delta_{adm} := \frac{L}{180} = 0.833 \text{ cm}$$

2. Esfuerzo de tracción en el steel deck

Momentos

$$M_{pos} := 0.096 \cdot w_D \cdot L^2 = 0.151 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{neg} := 0.117 \cdot w_D \cdot L^2 = 0.184 \text{ tonnef} \cdot m$$

Esfuerzos

$$f_{pos} := \frac{M_{pos}}{S_{psd}} = (1.562 \cdot 10^3) \frac{kgf}{cm^2}$$

$$f_{neg} := \frac{M_{neg}}{S_{nsd}} = (1.767 \cdot 10^3) \frac{kgf}{cm^2}$$

3. Verificación

$$0.6 \cdot f_{ysd} = (1.687 \cdot 10^3) \frac{kgf}{cm^2}$$

$$f_{pos} \leq 0.6 \cdot f_{ysd} = 1$$

$$f_{neg} \leq 0.6 \cdot f_{ysd} = 0$$

2.6.2 Sección Compuesta Steel Deck + Hormigón

$$t_{sd} := 55 \text{ mm} = 5.5 \text{ cm}$$

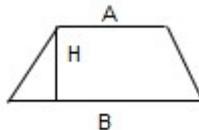
$$t_c := t - t_{sd} = 4.5 \text{ cm}$$

Inercia de la sección transformada fisurada I_c mm⁴

centroide del trapecio

$$B := 17 \text{ cm} \quad A := 9 \text{ cm} \quad H := t_{sd}$$

$$Y_{cg} := \frac{H}{3} \cdot \left(\frac{B + 2 \cdot A}{B + A} \right) = 2.468 \text{ cm}$$



$$d := t - Y_{cg} = 7.532 \text{ cm}$$

Centroide al centro del trapecio formado por la cresta de la placa

$$\rho := \frac{A_s}{1 \text{ m} \cdot d} = 0.011 \quad \text{cuantía de acero de la sección}$$

$$n = 8.977 \quad \text{Relación modular entre acero y hormigón}$$

$$Y_{cc1} := d \cdot \sqrt{\left(2 \cdot \rho \cdot n + (\rho \cdot n)^2\right)} - \rho \cdot n \cdot cm = 3.298 \text{ cm}$$

$$Y_{cs} := d - Y_{cc1} = 4.234 \text{ cm}$$

$$I_c := \frac{1 \text{ m} \cdot Y_{cc1}^3}{3} + n \cdot A_s \cdot Y_{cs}^2 + n \cdot I_{sd} = (2.788 \cdot 10^3) \text{ cm}^4$$

modulo de sección compuesta bajo condición agrietada

$$S := \frac{I_c}{Y_{cc1}} = 845.162 \text{ cm}^3$$

momentos producidos por las cargas

$$M_{LL} := \frac{w_L \cdot L^2}{8} = 0.138 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_D := \frac{w_D \cdot L^2}{8} = 0.197 \text{ tonnef} \cdot m$$

Revisión esfuerzo del acero a tensión

$$\frac{M_D + M_{LL}}{S} = 39.558 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$0.6 \cdot f_{ysd} = 1687.367 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{M_D + M_{LL}}{S} < 0.6 \cdot f_{ysd} = 1$$

Revisión esfuerzo del hormigón a compresión

$$S_{cc} := \frac{I_c}{Y_{cc1}} = 845.162 \text{ cm}^3 \quad \text{modulo de sección de la parte superior (hormigón)}$$

$$0.40 \cdot f'_c = 96 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{M_D + M_{LL}}{S_{cc} \cdot n} < 0.40 \cdot f'_c = 1$$

Momento de diseño positivo

Revisión de cuantía balanceada

$$\beta_1 := 0.85$$

$$\rho_b := \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_{ysd}} \cdot \frac{0.003 d}{\left(0.003 + \frac{f_{ysd}}{E_s}\right) \cdot d} = 0.043$$

$\rho_b > \rho = 1$ La deformación del acero es superior a la del hormigón lo que indica comportamiento dúctil de la sección

Calculo de momento de diseño

$$a := \frac{A_s \cdot f_{ysd}}{0.85 \cdot f'_c \cdot 1 \text{ m}} = 1.121 \text{ cm}$$

$$M_n := A_s \cdot f_{ysd} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 1.594 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \phi := 0.9$$

$$\phi \cdot M_n = 1.435 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad M_u = 0.456 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Cortante de diseño

cortante ultimo

$$V_{..} := \frac{(1.2 \cdot w_D + 1.6 \cdot w_L) \cdot L}{2} = 1.217 \text{ tonnef}$$

Resistencia al corte del
hormigón

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot d \cdot 0.75 \cdot 1 \text{ m} = 4.638 \text{ tonnef}$$

$$\phi := 0.75$$

$$\phi \cdot V_c = 3.479 \text{ tonnef} \quad V_u = 1.217 \text{ tonnef}$$

Momento de diseño negativo

Momento de diseño

Tabla 14.1 Coeficientes ACI

Momento positivo	
Claros extremos	
Si el extremo discontinuo no está restringido	$\frac{1}{11} w_u \ell_n^2$
Si el extremo discontinuo es monolítico con el apoyo	$\frac{1}{14} w_u \ell_n^2$
Claros interiores	
Momento negativo en la cara exterior del primer apoyo interior	$\frac{1}{16} w_u \ell_n^2$
Dos claros	
Más de dos claros	$\frac{1}{9} w_u \ell_n^2$
Momento negativo en otras caras de los apoyos interiores	
Momento negativo en la cara de todos los apoyos para a) losas con claros que no exceden de 10 pies y b) vigas y traveses en las que la relación de la suma de las rigideces de columnas a la suma de las rigideces de vigas, excede de ocho en cada extremo del claro	
Momento negativo en las caras interiores de apoyos exteriores, para miembros colados monolíticamente con sus apoyos	$\frac{1}{12} w_u \ell_n^2$
Cuando el apoyo es una viga de fachada o trabe	
Cuando el apoyo es una columna	$\frac{1}{24} w_u \ell_n^2$
Fuerza cortante en los miembros extremos en la cara del primer apoyo interior	$1.15(w_u \ell_n / 2)$
Fuerza cortante en la cara de todos los otros apoyos	$w_u \ell_n / 2$

$$M_u := \frac{1}{9} \cdot (1.2 \cdot w_D + 1.6 \cdot w_L) \cdot L^2 = 0.406 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Datos del refuerzo

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad d_b := 8 \text{ mm} \quad A_b := \frac{\pi}{4} \cdot d_b^2 = 0.503 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{req} := \frac{0.85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot M_u}{0.9 \cdot 1 \text{ m} \cdot d^2} \right)} \right) = 0.002$$

$$\#_{\text{varillas}} := \frac{\rho_{\text{req}} \cdot l \cdot m \cdot a}{A_b} = 2.892 \quad 3 \text{ varillas de } 8\text{mm @}30\text{cm} \quad n := 3$$

$$A_{s'} := n \cdot A_b = 1.508 \text{ cm}^2$$

2.7 Revisión de deformaciones

2.7.1 Instantáneas

$$\Delta_i := \frac{5}{384} \cdot \frac{w_D \cdot L^4}{E_c \cdot I_c} = 0.706 \text{ mm}$$

2.7.2 Largo plazo

$$\Delta_l := \Delta_i \cdot \left(2 - 1.2 \cdot \frac{A_{s'}}{A_s} \right) = 1.255 \text{ mm}$$

2.7.4 Deflexión total

$$\Delta_T := \Delta_l + \Delta_i = 1.962 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{max}} := \frac{L}{180} = 8.333 \text{ mm}$$

ANEXO A6

DISEÑO DE VIGAS DE LOSA Y VOLADO

DISEÑO DE VIGAS DE LOSA AISC 360

1. Cargas

CARGAS

$$q_D := 448 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$q_L := 480 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Momento

$$a_t := 1.5 \text{ m}$$

ancho tributario

$$l := 3.425 \text{ m}$$

longitud de la viga

$$M_u := \left((1.2 \cdot q_D + 1.6 \cdot q_L) \cdot a_t \right) \cdot \frac{l^2}{8} = 2.872 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

2. Propiedades de los Materiales

$$E := 29000000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

$$\gamma_{a36} := 7800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$F_y := 36 \text{ ksi}$$

Acero ASTM A36

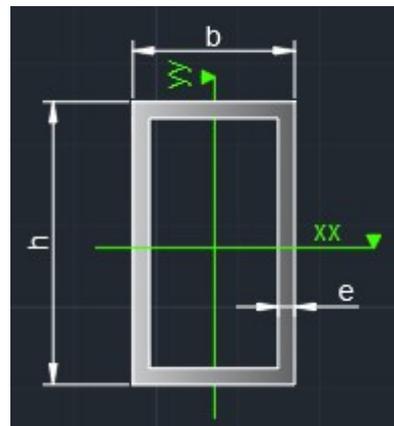
3. Propiedades Geométricas de la sección

Datos:

$$b := 250 \text{ mm}$$

$$h := 250 \text{ mm}$$

$$e := 2 \text{ mm}$$



1) Área

$$A := b \cdot h - (b - 2e) \cdot (h - 2e) = (1.984 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

peso por ml

$$w_{viga} := A \cdot \gamma_{a36} = 15.475 \frac{kg}{m}$$

2) Inercia xx

$$I_{xx} := \frac{b \cdot h^3}{12} - \frac{(b - 2 \cdot e) \cdot (h - 2 \cdot e)^3}{12} = (2.034 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

3) Modulo Elástico xx

$$c := \frac{h}{2} = 125 \text{ mm}$$

$$S_{xx} := \frac{I_{xx}}{c} = (1.627 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

4) Modulo Plástico xx

$$d := \frac{\left(\left(\frac{h}{2} - e \right) \cdot (2 \cdot e) \right) \cdot \frac{\left(\frac{h}{2} - e \right)}{2} + (b \cdot e) \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{e}{2} \right)}{\left(\left(\frac{h}{2} - e \right) \cdot (2 \cdot e) \right) + (b \cdot e)} = 93.002 \text{ mm}$$

$$Z_{xx} := A \cdot d = (1.845 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

5) Radio de giro xx

$$R_{xx} := \sqrt{\frac{I_{xx}}{A}} = 101.249 \text{ mm}$$

6) Inercia yy

$$I_{yy} := \frac{h \cdot b^3}{12} - \frac{(h - e) \cdot (b - e)^3}{12} = (1.029 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

7) Modulo Elástico yy

$$cg_x := \frac{b}{2} = 125 \text{ mm} \quad c := cg_x = 125 \text{ mm}$$

$$S_{yy} := \frac{I_{yy}}{c} = (8.234 \cdot 10^4) \text{ mm}^3$$

8) Modulo Plástico yy

$$d := \frac{\left(\left(\frac{b}{2} - e \right) \cdot (2 \cdot e) \right) \cdot \frac{\left(\frac{b}{2} - e \right)}{2} + (h \cdot e) \cdot \left(\frac{b}{2} - \frac{e}{2} \right)}{\left(\frac{b}{2} - e \right) \cdot (2 \cdot e) + (h \cdot e)} = 93.002 \text{ mm}$$

$$Z_{yy} := A \cdot d = (1.845 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

9) Radio de giro yy

$$R_{yy} := \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}} = 72.025 \text{ mm}$$

4.Revisión de la sección

$$bf1 := b = 0.25 \text{ m} \quad tw := e = 0.002 \text{ m} \quad tf1 := e$$

Perfil		$\lambda_{ps} (\lambda_{hd})$	$\lambda_p (\lambda_{md})$	λ_r
	Ala	$0.30 \sqrt{E / F_y}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	Alma	$2.45 \sqrt{E / F_y}$	$3.76 \sqrt{E / F_y}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	Ala	$0.55 \sqrt{E / F_y}$	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	Alma	Ver tabla	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
		$0.038 \sqrt{E / F_y}$	$0.07 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.31 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Ala

$$\lambda_{ps} := 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69.537 \quad \lambda_{hd} := \lambda_{ps}$$

$$\lambda_p := 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.717 \quad \lambda_{md} := \lambda_p$$

$$\lambda_r := 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 161.779$$

$$R_{ae} := \frac{bf1 - tw}{2} = 62$$

<i>Patin</i> := if $R_{ae} \leq \lambda_{hd}$	= “Sismicamente compacta”
“Sismicamente compacta”	
else if $\lambda_{hd} < R_{ae} < \lambda_{md}$	
“Compacta”	
else if $\lambda_{md} < R_{ae} < \lambda_r$	
“No compacta”	
else	
“Esbelta”	

Alma

Alma

$$\lambda_{ps} := 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69.537 \quad \lambda_{hd} := \lambda_{ps}$$

$$\lambda_p := 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.717 \quad \lambda_{md} := \lambda_p$$

$$\lambda := 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 161.779$$

$$R_{ae} := \frac{h}{tw} = 125$$

$$R_{ae} := \frac{d - 2 \cdot bf1}{tw} = -203.499$$

<i>Alma</i> := if $R_{ae} \leq \lambda_{hd}$	= “Sismicamente compacta”
“Sismicamente compacta”	
else if $\lambda_{hd} < R_{ae} < \lambda_{md}$	
“Compacta”	
else if $\lambda_{md} < R_{ae} < \lambda_r$	

$\begin{cases} \text{"No compacta"} \\ \text{else} \\ \text{"Esbelta"} \end{cases}$

$Patin = \text{"Sismicamente compacta"}$

$Alma = \text{"Sismicamente compacta"}$

5. Capacidad a momento

$$Z := Z_{xx} \quad J := I_{xx} + I_{yy} = 73.591 \text{ in}^4$$

Límite plástico

$$Lp := 1.76 \cdot R_{yy} \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 11.804 \text{ ft}$$

$$ho := d - 2(0.5 \cdot tf1) = 3.583 \text{ in}$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_{yy} \cdot ho}{2 S_{xx}}} = 0.176 \text{ ft}$$

$$Lr := \pi \cdot r_{ts} \cdot \sqrt{\frac{E}{0.7 Fy}} = 18.758 \text{ ft}$$

$c := 1$ Para perfiles I de doble simetría

$$Lr := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 Fy} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_{xx} \cdot ho} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_{xx} \cdot ho}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.7 \frac{Fy}{E}\right)^2}} = 803.42 \text{ ft}$$

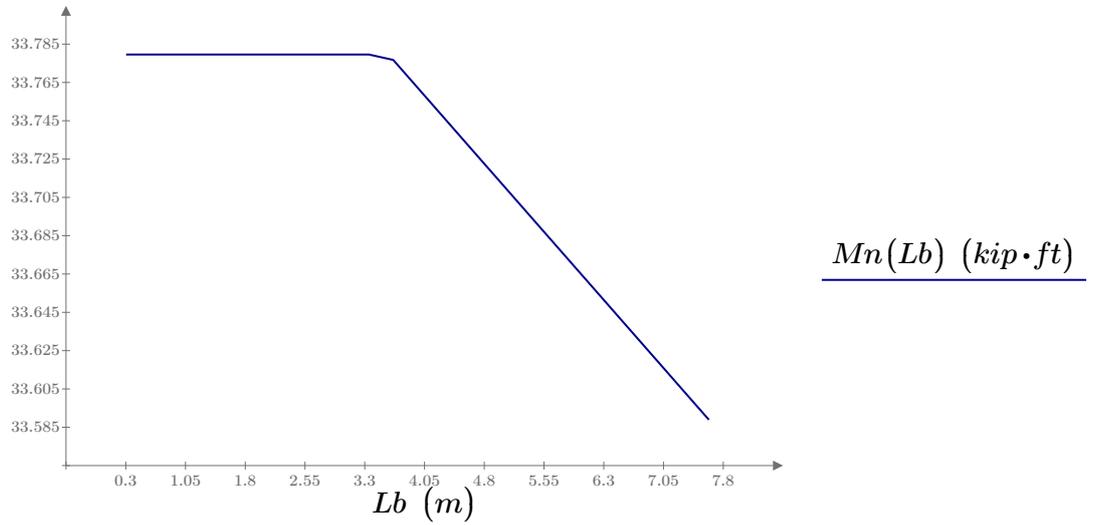
$$Lb := 1 \text{ ft}, 2 \text{ ft}..25 \text{ ft}$$

$$Mp := Fy \cdot Z = 33.78 \text{ (kip} \cdot \text{ft)}$$

$Cb := 1$ marcador Cb AISC 209

$$Mn(Lb) := \begin{cases} Fy \cdot Z \\ \text{else if } Lb < Lr \\ Cb \cdot \left(Mp - (Mp - 0.75 \cdot Fy \cdot S_{xx}) \cdot \left(\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right) \right) \\ \text{else} \\ S_{xx} \cdot \left(\frac{Cb \cdot \pi^2 \cdot E}{Lr^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J \cdot c}{S_{xx} \cdot ho} \cdot \left(\frac{Lb}{Lr} \right)^2} \right) \end{cases}$$

$$\left\| \left(\frac{L\phi}{r_{ts}} \right) \right\| \leq \phi_{xx} \cdot t_w \quad (r_{ts})$$



$$L := l \quad \phi := 0.9$$

$$L_p = 3.598 \text{ m}$$

Resistencia nominal

$$\phi \cdot M_n(L) = 4.203 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Relación demanda capacidad

$$\frac{M_u}{\phi \cdot M_n(L)} = 0.683$$

6. Diseño de conexión a corte

$$V_u := (1.2 \cdot q_D + 1.6 \cdot q_L) \cdot \frac{l}{2} \cdot a_t = 3.354 \text{ tonnef}$$

$$e = 0.079 \text{ in}$$

Resistencia de la soldadura

$$\phi := 0.75 \quad F_{EXX} := 60 \text{ ksi}$$

$$F_{nv} := 0.6 \cdot F_{EXX}$$

$$l_s := 20 \text{ cm} = 7.874 \text{ in} \quad s_d := \frac{1}{8} \text{ in} = 3.175 \text{ mm}$$

$$A_{we} := 2 \cdot 0.707 \cdot s_d \cdot l_s = (8.979 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$$

$$R_n := F_{nv} \cdot A_{we} = 22.726 \text{ tonnef}$$

$$\phi \cdot R_n = 17.045 \text{ tonnef}$$

$$V_u = 3.354 \text{ tonnef}$$

Dimensiones placa base

PL 350X300X2

Determinación de números de anclaje para resistir el corte

$$d_{pc} := \frac{1}{2} \text{ in} \quad L := 6 \text{ in} = 0.152 \text{ m} \quad \text{Dimensiones del anclaje}$$

$$f_{yp} := 36 \text{ ksi}$$

$$A_p := \frac{\pi}{4} \cdot (d_{pc})^2 = (1.267 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$$

$$\#_{PERNOS} := \frac{V_u}{0.65 \cdot f_{yp} \cdot A_p} = 1.609 \quad \text{Usar dos anclajes}$$

$$\gamma_{a36} \cdot A \cdot 474.23 \cdot m = 7338.804 \text{ kg}$$

$$\gamma_{a36} \cdot A \cdot 126.94 \cdot m = 1964.422 \text{ kg}$$

$$\gamma_{a36} \cdot A \cdot 415.05 \cdot m = 6422.982 \text{ kg}$$

DISEÑO DE VIGA DE VOLADO AISC 360

1. Cargas

CARGAS

$$q_D := 284 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$q_L := 480 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Momento

$$a_t := 1.5 \text{ m}$$

ancho tributario

$$l := 3.425 \text{ m}$$

$$M_u := \left((1.2 \cdot q_D + 1.6 \cdot q_L) \cdot a_t \right) \cdot \frac{l^2}{2} = 9.755 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

2. Propiedades de los Materiales

$$E := 290000000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

$$\gamma_{a36} := 7800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$F_y := 36 \text{ ksi}$$

Acero ASTM A36

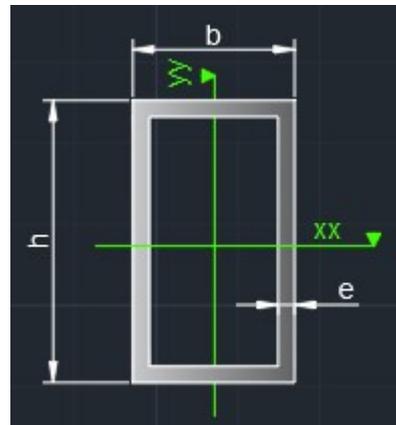
3. Propiedades Geométricas de la sección

Datos:

$$b := 250 \text{ mm}$$

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$e := 2 \text{ mm}$$



1) Área

$$A := b \cdot h - (b - 2 e) \cdot (h - 2 e) = (2.984 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

2) Inercia xx

$$I_{xx} := \frac{b \cdot h^3}{12} - \frac{(b - 2 e) \cdot (h - 2 e)^3}{12} = (1.027 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

3) Modulo Elástico xx

$$c := \frac{h}{2} = 250 \text{ mm}$$

$$S_{xx} := \frac{I_{xx}}{c} = (4.107 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

4) Modulo Plástico xx

$$d := \frac{\left(\left(\frac{h}{2} - e \right) \cdot (2 \cdot e) \right) \cdot \frac{\left(\frac{h}{2} - e \right)}{2} + (b \cdot e) \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{e}{2} \right)}{\left(\left(\frac{h}{2} - e \right) \cdot (2 \cdot e) \right) + (b \cdot e)} = 165.89 \text{ mm}$$

$$Z_{xx} := A \cdot d = (4.95 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

5) Radio de giro xx

$$R_{xx} := \sqrt{\frac{I_{xx}}{A}} = 185.496 \text{ mm}$$

6) Inercia yy

$$I_{yy} := \frac{h \cdot b^3}{12} - \frac{(h - e) \cdot (b - e)^3}{12} = (1.804 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

7) Modulo Elástico yy

$$cg_x := \frac{b}{2} = 125 \text{ mm} \quad c := cg_x = 125 \text{ mm}$$

$$S_{yy} := \frac{I_{yy}}{c} = (1.443 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

8) Modulo Plástico yy

$$d := \frac{\left(\left(\frac{b}{2} - e \right) \cdot (2 \cdot e) \right) \cdot \frac{\left(\frac{b}{2} - e \right)}{2} + (h \cdot e) \cdot \left(\frac{b}{2} - \frac{e}{2} \right)}{\left(\left(\frac{b}{2} - e \right) \cdot (2 \cdot e) \right) + (h \cdot e)} = 103.39 \text{ mm}$$

$$Z_{yy} := A \cdot d = (3.085 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

9) Radio de giro yy

$$R_{yy} := \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}} = 77.759 \text{ mm}$$

4.Revisión de la sección

$$bf1 := b = 0.25 \text{ m} \quad tw := e = 0.002 \text{ m} \quad tf1 := e$$

Perfil		$\lambda_{ps} (\lambda_{hd})$	$\lambda_p (\lambda_{md})$	λ_r
I ó C	Ala	$0.30 \sqrt{E/F_y}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	Alma	$2.45 \sqrt{E/F_y}$	$3.76 \sqrt{E/F_y}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	Ala	$0.55 \sqrt{E/F_y}$	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	Alma	Ver tabla	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
		$0.038 E/F_y$	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$

Ala

$$\lambda_{ps} := 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69.537 \quad \lambda_{hd} := \lambda_{ps}$$

$$\sqrt{Fy}$$

$$\lambda_p := 3.76 \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 106.717 \quad \lambda_{md} := \lambda_p$$

$$\lambda_r := 5.70 \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 161.779$$

$$R_{ae} := \frac{bf1 - tw}{2} = 62$$

CAMBIAR A BF-2K EN VEZ DE TW

```

Patin := if Rae ≤ λhd
    || "Sismicamente compacta"
    else if λhd < Rae < λmd
    || "Compacta"
    else if λmd < Rae < λr
    || "No compacta"
    else
    || "Esbelta"
    = "Sismicamente compacta"

```

Alma

Alma

$$\lambda_{ps} := 2.45 \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 69.537 \quad \lambda_{hd} := \lambda_{ps}$$

$$\lambda_p := 3.76 \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 106.717 \quad \lambda_{md} := \lambda_p$$

$$\lambda := 5.7 \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 161.779$$

d-2*bf1 Relación ancho espesor para el patín

$$R_{ae} := \frac{h}{tw} = 250$$

$$R_{ae} := \frac{d - 2 \cdot bf1}{tw} = -198.305$$

```

Alma := if Rae ≤ λhd
    || "Sismicamente compacta"
    else if λhd < Rae < λmd
    || "Compacta"
    else if λmd < Rae < λr
    || "No compacta"
    else
    || "Esbelta"
    = "Sismicamente compacta"

```

AISC
|| "Esbelta"

Patin = "Sismicamente compacta"

Alma = "Sismicamente compacta"

5. Capacidad a momento

$$Z := Z_{xx} \quad J := I_{xx} + I_{yy} = 290.027 \text{ in}^4$$

Límite plástico

$$L_p := 1.76 \cdot R_{yy} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.744 \text{ ft}$$

$$h_o := d - 2(0.5 \cdot t_f) = 3.992 \text{ in}$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_{yy} \cdot h_o}{2 S_{xx}}} = 0.155 \text{ ft}$$

$$L_r := \pi \cdot r_{ts} \cdot \sqrt{\frac{E}{0.7 F_y}} = 16.501 \text{ ft}$$

$c := 1$ Para perfiles I de doble simetría

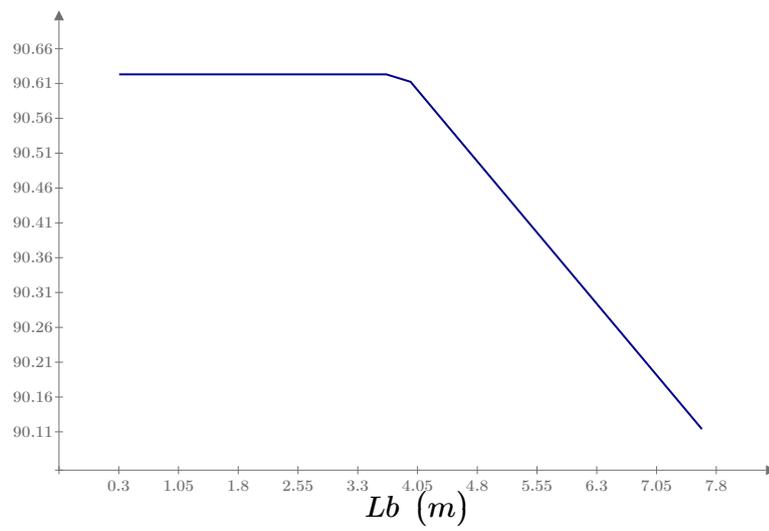
$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_{xx} \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_{xx} \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.7 \frac{F_y}{E}\right)^2}} = 836.611 \text{ ft}$$

$$L_b := 1 \text{ ft}, 2 \text{ ft}.. 25 \text{ ft}$$

$$M_p := F_y \cdot Z = 90.623 \text{ (kip} \cdot \text{ft)}$$

$C_b := 1$ marcador Cb AISC 209

$$M_n(L_b) := \begin{cases} F_y \cdot Z \\ \text{else if } L_b < L_r \\ C_b \cdot \left(M_p - (M_p - 0.75 \cdot F_y \cdot S_{xx}) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \\ \text{else} \\ S_{xx} \cdot \left(\frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J \cdot c}{S_{xx} \cdot h_o} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \right) \end{cases}$$



$$L := l \quad \phi := 0.9$$

$$L_p = 3.884 \text{ m}$$

Resistencia nominal

$$\phi \cdot Mn(L) = 11.276 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Relación demanda capacidad

$$\frac{M_u}{\phi \cdot Mn(L)} = 0.865$$

$$M_u = 9.755 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

6. Diseño de conexión

$$z := 60 \text{ cm} \quad M := 17.9 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$T := \frac{M}{z} = 29.833 \text{ tonnef}$$

$$\phi := 0.75 \quad F_u := 58 \text{ ksi} \quad \text{Acero A36}$$

Numero de pernos para soportar la tensión

$$A_{sreq} := \frac{T}{\phi \cdot 0.75 \cdot F_u} = (1.301 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$d_p := (1) \text{ in} \quad A_p := \frac{\pi}{4} \cdot (d_p)^2 = 506.707 \text{ mm}^2$$

$$\#_p := \frac{A_{sreq}}{A_p} = 2.567$$

Revisión tamaño de la placa

$$P_u := 0 \text{ tonnef}$$

$$\phi := 0.75$$

$$R_u := P_u + T = 29.833 \text{ tonnef}$$

$$b_p := 30 \text{ cm} \quad h_p := 70 \text{ cm} \quad c := 30 \text{ cm}$$

$$F_p := \frac{M}{\frac{1}{12} \cdot b_p \cdot h_p^3} \cdot c = 62.624 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{preq} := \frac{R_u}{\phi \cdot F_p \cdot 0.5} = (1.27 \cdot 10^3) \text{ cm}^2 \quad b_p \cdot h_p = (2.1 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

Diseño Soldadura Placa

$$d := h \quad t_f := e$$

$$CT := \frac{M}{d - t_f} = 35.944 \text{ tonnef}$$

Resistencia de la soldadura

$$\phi := 0.75$$

$$F_{EXX} := 60 \text{ ksi} \quad a := 1 \text{ in}$$

$$R_n := 0.6 \cdot F_{EXX} \cdot 0.707 \cdot a$$

$$\phi \cdot R_n = 340.891 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$a_{reqsoldadura} := \frac{CT}{(\phi \cdot R_n) \cdot b} = 0.422$$

Soldadura mínima de 1.2cm

$$206.33 \text{ m} \cdot A \cdot \gamma_{a36} = 4.802 \text{ tonne}$$

ANEXO B
PRESUPUESTO

ANEXO B1
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Trazado y replanteo de obra

Descripción: se entenderá por replanteo de áreas verdes al proceso de trazado y marcado del área que no fue incluida en el rubro anterior, en el que consta la superficie del terreno donde no será construido. Se podrá utilizar, si se cree conveniente el uso de aparatos laser, para reducir el tiempo y mejor la precisión de los trabajos.

Unidad: metro cuadrado (m²).

Materiales mínimos: tiras de eucalipto, clavos y estacas.

Equipo mínimo: herramienta menor, equipo de topografía

Mano de obra mínima calificada: categoría i, ii, iii

Requerimientos previos

- revisión de los planos topográficos con los que se diseñó el proyecto
- fiscalización aprobará el inicio de la actividad una vez concluido la limpieza del terreno.

Ejecución y complementación

Una vez verificado y aprobado el cumplimiento de los requerimientos previos y los adicionales que el constructor o la fiscalización determinen necesarios; se revisará en el terreno el replanteo de todas las obras de movimientos de tierras, estructura y albañilería señaladas en los planos, así como su nivelación, los que deberán realizarse con aparatos de precisión como estación total, niveles, cintas métricas. Se colocará los hitos de ejes, los mismos que no serán removidos durante el proceso de construcción, y serán comprobados por fiscalización.

Medición y pago

La medición será de acuerdo a la cantidad efectiva ejecutada, la que se verificará, previa a la excavación manual del terreno. Su pago será por metro cuadrado "m²".

Relleno compactado con material seleccionado

Descripción:

Será el conjunto de operaciones para la ejecución de rellenos con material seleccionado, hasta llegar a un nivel o cota determinado.

El objetivo será el mejoramiento de las características del suelo existente, como base de elementos de fundación estructurales, base para terminados de vías y circulaciones y otros requeridos en el proyecto, hasta los niveles señalados en el mismo, de acuerdo con la dosificación y especificaciones indicadas en el estudio de suelos y/o la fiscalización.

Materiales y equipo

Unidad: metro cúbico (m³).

Materiales mínimos: suelo seleccionado agua; que cumplirán con las especificaciones técnicas de materiales.

Equipo mínimo: herramienta menor, compactador mecánico.

Mano de obra mínima calificada: peón.

Especificación.-

El constructor y fiscalización verificarán que los trabajos previos o que van a ser cubiertos con el relleno, se encuentran concluidos o en condiciones de aceptar la carga de relleno a ser impuesta. Para dar inicio al relleno del sitio indicado en planos, se tendrá la autorización de fiscalización de empezar con éstas actividades. El relleno será con suelo natural, además el material será libre de elementos perjudiciales, materia orgánica u otros que perjudiquen sus características.

El sitio a rellenar estará libre de agua, material de desecho u otros que perjudiquen este proceso. Se iniciará con el tendido de una capa uniforme horizontal de espesor no mayor de 200 mm, la que tendrá un grado de humedad óptima, que permita lograr la compactación y resistencia exigida. Dicha compactación se utilizará con vibrador, iniciando desde los bordes hacia el centro del relleno y manteniendo traslapes continuos en los sitios apisonados.

Medición y pago:

Se cubicará el volumen del relleno realmente ejecutado, el que se lo podrá efectuar previo la realización del rubro. Su pago será por metro cubico "m³".

Replentillos H.S. 140 kg/cm2 descripción:

Es el hormigón simple, generalmente de baja resistencia, utilizado como la base de apoyo de elementos estructurales, tuberías y que no requiere el uso de encofrados.

El objetivo es la construcción de replentillos de hormigón, especificados en planos estructurales, documentos del proyecto o indicaciones de fiscalización. Incluye el proceso de fabricación, vertido y curado del hormigón.

Materiales y equipo:

Unidad: metro cúbico (m³).

Materiales mínimos: polvo de piedra; ripio triturado; agua, cemento portland tipo i.

Equipo mínimo: herramienta menor, concretera.

Mano de obra mínima calificada: peón albañil, maestro mayor.

Especificación. -

Las superficies donde se va a colocar el replentillo estarán totalmente limpias, compactas, niveladas y secas, para proceder a verter el hormigón, colocando una capa del espesor que determinen los planos del proyecto o fiscalización. No se permitirá verter el hormigón desde alturas superiores a 2000 mm. Por la disgregación de materiales.

Se realizará una compactación mediante vibrador, en los sitios donde se ha llegado a cubrir el espesor determinado, y a la vez las pendientes y caídas indicadas en planos o por fiscalización, se las realizará en esta etapa.

Fiscalización aprobará o rechazará la entrega del rubro concluido, que se sujetará a los resultados de las pruebas de campo y de laboratorio, así como las tolerancias y condiciones en las que se realiza dicha entrega.

Medición y pago

La medición se la hará en unidad de volumen y su pago será por metro cúbico "m³ ", en base de una medición ejecutada en el sitio o con los detalles indicados en los planos del proyecto

Hormigón en zapatas corrida de $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$

Unidad:m3

comprende la ejecución de cimientos de hormigón armado.

Materiales, herramientas y equipo. -

las estructuras de hormigón, se ejecutarán con hormigón de óptima calidad, utilizando una cuantía mínima de cemento de 350 kg por metro cúbico. El acero será de alta resistencia cuya resistencia característica será la indicada en los planos de diseño. Los agregados en general no deberán tener material pizarroso. Se mezclará con herramientas mecánicas y se colocará utilizando vibradora, carretillas y palas.

Medición.-

el volumen total se expresará en metros cúbicos (m³). Para computar el volumen se tomarán las dimensiones y profundidades indicadas en los planos, siendo por cuenta de la empresa cualquier volumen adicional que hubiera construido al margen de las instrucciones o planos de diseño.

Forma de pago.-

los trabajos efectuados de acuerdo a las presentes especificaciones, aprobados por el supervisor de obras medidos de acuerdo a lo indicado en acápite anterior, serán pagados de acuerdo a los precios unitarios del proyecto.

Hormigón en columnas de $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$

Descripción:

Es el hormigón simple, que se lo utiliza para la conformación de columnas, que soportan considerables cargas concentradas y que requiere el uso de encofrados y acero de refuerzo para su fundición.

El objetivo es la construcción de columnas de hormigón, especificados en planos estructurales y demás documentos del proyecto. Incluye el proceso de fabricación, vertido y curado del hormigón

Materiales y equipo:

Unidad: metro cúbico (m³).

Materiales mínimos: clavos, polvo de piedra ambuquí); ripio triturado (ambuquí) agua, cemento portland tipo i, tabla de encofrado; alfajía, pingos. **Equipo mínimo:** herramienta menor, concretera, vibrador,

Mano de obra mínima calificada: peón albañil; maestro mayor

Especificación.-

Antes de iniciar con el vertido del hormigón, este será precedido de una capa de 10 a 20mm. De mortero de arena - cemento en proporción 1:2 y/o de resistencia igual al tipo de hormigón usado, con un asentamiento similar al del hormigón a verter, colocado no más de quince minutos antes de la del hormigón. Con el hormigón simple elaborado en obra o premezclado, se inicia la fundición, desarrollando el llenado, por capas alternas (150 a 300 mm.), coladas y vibradas continuamente para garantizar una ejecución monolítica.

Se vigilará el proceso de vibrado, y eventualmente mejorado con golpes en la zona baja para lograr el descenso conjunto de la pasta con los agregados, evitando el fenómeno de segregación, que tiende a presentarse en los puntos de arranque o en columnas de *dimensiones mínimas*.

Medición y pago

La medición se la hará en unidad de volumen y su pago será por metro cúbico "m³". Se cubicará las tres dimensiones del elemento ejecutado: largo, ancho y altura; es decir el volumen real del rubro ejecutado.

Contrapiso e=0.10m de f'c 240 kg/cm2

Descripción.- son todas las actividades para construir un contrapiso de hormigón armado, hormigón de resistencia 180kg/cm², incluye el proceso de fabricación, vertido y curado del hormigón como también la compactación de lastre y/o piedra bola. Incluye encofrado y desencofrado.

Unidad: metro cuadrado (m²).

Equipo: herramienta general, concretera, compactador.

Mano de obra: categoría i, ii, iv.

Materiales: cemento tipo portland, ripio triturado, polvo de piedra, que cumplirán con las especificaciones técnicas de materiales.

Procedimiento.- el tipo de hormigón se encuentra especificado en los planos y será de f'c=180kg/cm² para el contrapiso del atrio cívico con un espesor de 10mm. Las proporciones para la mezcla se sujetarán a las indicaciones mencionadas y deberán ser producto de ensayos realizados en laboratorios especializados. La cantidad mínima de cemento por m³ de hormigón será de 300 kg. La consistencia será uniforme. El asentamiento dependerá del diseño de hormigón, o en todo caso los límites permisibles varían entre 2.5 cm y 7.5 cm.

Medición y pago.- la medición se la hará de acuerdo a la cantidad efectivamente ejecutada, según medición de la fiscalización y su pago será por metro cuadrado (m²), con aproximación de dos decimales.

Hormigón en vigas de losa $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$

Descripción:

Es el hormigón simple, que se lo utiliza para la conformación de columnas, que soportan considerables cargas concentradas y que requiere el uso de encofrados y acero de refuerzo para su fundición.

El objetivo es la construcción de columnas de hormigón, especificados en planos estructurales y demás documentos del proyecto. Incluye el proceso de fabricación, vertido y curado del hormigón

Materiales y equipo:

Unidad: metro cúbico (m³).

Materiales mínimos: clavos, polvo de piedra ambuquí; ripio triturado (ambuquí) agua, cemento portland tipo i, tabla de encofrado; alfajía, pingos. **Equipo mínimo:** herramienta menor, concretera, vibrador,

Mano de obra mínima calificada: peón albañil; maestro mayor

Especificación.-

Antes de iniciar con el vertido del hormigón, este será precedido de una capa de 10 a 20mm. De mortero de arena - cemento en proporción 1:2 y/o de resistencia igual al tipo de hormigón usado, con un asentamiento similar al del hormigón a verter, colocado no más de quince minutos antes de la del hormigón. Con el hormigón simple elaborado en obra o premezclado, se inicia la fundición, desarrollando el llenado, por capas alternas (150 a 300 mm.), coladas y vibradas continuamente para garantizar una ejecución monolítica.

Se vigilará el proceso de vibrado, y eventualmente mejorado con golpes en la zona baja para lograr el descenso conjunto de la pasta con los agregados, evitando el fenómeno de segregación, que tiende a presentarse en los puntos de arranque o en columnas de *dimensiones mínimas*.

Medición y pago

La medición se la hará en unidad de volumen y su pago será por metro cúbico "m³". Se cubicará las tres dimensiones del elemento ejecutado: largo, ancho y altura; es decir el volumen real del rubro ejecutado.

Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

Descripción.- serán las operaciones necesarias para cortar, doblar, soldar, pintar y otras necesarias para la fabricación y montaje de una estructura en perfil de acero laminado. El objetivo es el disponer de una estructura de cubierta, columnas, entresijos o similares, elaboradas en perfiles estructurales, conformados en frío a partir del tol doblado, y que consistirá en la provisión, fabricación y montaje de dicha estructura, según planos y especificaciones del proyecto y por indicaciones de supervisión.

Unidad: kilogramos (kg)

Materiales: perfiles estructurales y laminados, electrodo # 6011 1/8, placa de acero (150x90) $e=3\text{mm}$. Acero de refuerzo $f_c=4200\text{kg/cm}^2$. Disco de corte y desbaste. Tol negro de: $e= 1.4\text{mm}$, 2mm , 3mm . Fondo y pintura anticorrosiva.

Equipo: herramienta menor. Soldadora, amoladora, compresor

Mano de obra: categoría i, categoría ii, categoría iv

Medición y pago.- la medición será de acuerdo a la cantidad efectiva fabricada y montada en obra. Su pago será por kilogramo (kg)

Hormigón 210 kg/cm² en muros

Descripción:

Es el hormigón de resistencia determinada, que conformará los elementos estructurales denominados muros, que son parte integrante de la estructura y que requieren de encofrados para su fundición.

El objetivo es la construcción de muros de hormigón, especificados en planos estructurales y demás documentos del proyecto. Incluye el proceso de fabricación, vertido y curado del hormigón.

Materiales y equipo

Unidad: metro cúbico (m³).

Materiales mínimos: cemento tipo portland, arena lavada, ripio triturado, agua; que cumplirán con las especificaciones técnicas de materiales.

Equipo mínimo: herramienta menor, concretera, vibrador.

Mano de obra mínima calificada: peón. Albañil, maestro mayor.

Especificaciones. -

Con el hormigón simple elaborado en obra se procederá a colocar en capas de espesor que permitan un fácil vibrado y compactación del hormigón que se va vertiendo. Este procedimiento se lo repetirá hasta completar las dimensiones del muro que se está fundiendo. Cuando la dimensión y/o espesor del muro no supere los 400 mm. Se podrá fundir por tramos continuos y no por capas.

Respetando el tiempo mínimo para el desencofrado, se cuidará de no provocar daños y desprendimientos en las aristas de la cadena fundida, y de existir se procederá a cubrir las fallas en forma inmediata, por medio de un mortero de similares características al hormigón utilizado.

Fiscalización aprobará o rechazará la entrega del rubro concluido, que se sujetará a los resultados de las pruebas de laboratorio y de campo; así como las tolerancias y condiciones en las que se hace dicha entrega.

Medición y pago. -

La medición se la hará en unidad de volumen y su pago será por metro cúbico "m³". Se cubicará las tres dimensiones del elemento ejecutado: largo, ancho y altura; es decir el volumen real del rubro ejecutado.

Escalera de hormigón armado

Unidad: m3

Descripción

comprende la ejecución en hormigón armado de escaleras, según muestran los planos correspondientes.

Se ejecutará con hormigón de óptima calidad, utilizando una cuantía mínima de cemento de 350 kg por metro cúbico. El acero será de alta resistencia cuya resistencia característica será la indicada en los planos de diseño. Los agregados en general no deberán tener material pizarroso. Se mezclará con herramientas mecánicas y se colocará utilizando vibradora.

Medición. -

el volumen total se expresará en metros cubicos. Para computar el volumen se tomarán las dimensiones y profundidades indicadas en los planos, siendo por cuenta de la contratista cualquier volumen adicional que hubiera construido al margen de las instrucciones o planos de diseño.

Forma de pago. -

los trabajos efectuados de acuerdo a las presentes especificaciones, aprobados por el supervisor de obras medidos de acuerdo a lo indicado en acápite anterior, serán pagados de acuerdo a los precios unitarios del proyecto.

Mampostería

Descripción. - es la construcción de muros verticales continuos, compuestos por unidades de bloques alivianados de hormigón vibro prensados de 10 cm, ligados artesanalmente mediante mortero.

Unidad: metro cuadrado (m²).

Materiales mínimos:

Bloque vibro-prensado de 40x20x10, hierro corrugado (chicotes), arena fina, cemento tipo portland, y agua potable; que cumplirán con las especificaciones técnicas de materiales.

Equipo mínimo:

Herramienta general, andamios metálicos.

Mano de obra mínima calificada:

Maestro mayor, albañil, peón.

Procedimiento:

El objetivo de éste rubro es el disponer de paredes divisorias y de limitantes de espacios definidos en los respectivos ambientes, así como cerramientos cuya ejecución se defina en planos y los requeridos en obra.

Especificaciones técnicas

Se utilizará mortero de cemento - arena de 100 kg/cm² preparado para una jornada de trabajo como máximo. Verificación del mezclado, estado plástico y consistencia del mortero. El mortero mezclado con agua, será utilizado dentro de dos horas y media de su mezclado original y no permanecerá en reposo más de una hora. Se permitirá su remezclado, solo en la artesa del albañil, añadiendo el agua dentro de un cuenco formado por el mortero. No se deberá verter el agua desde lo alto sobre el mortero.

Medición y pago

La medición se la hará de acuerdo a la cantidad efectivamente ejecutada y verificada por fiscalización y su pago será por metro cuadrado (m²), con aproximación de dos decimales.

ANEXO B3
DESCRIPCIÓN DE CANTIDADES DE
OBRA

BLOQUE EGB COLEGIO ALEMAN HUMBOLDT

PRESUPUESTO DE OBRA CIVIL

Oferente: Cevallos y Ching

Fecha: 11 de enero de 2022

1001	Trazado y replanteo en obra	Unidad	m2	
Detalle	Volumen área unidad			Subtotal
	Nº	l (m)	a (m)	h (m)
Área de construcción	63,70	17,00		1206,20
	Total			1206,20

1002	Excavación y desalojo con maquina (Excavadora)	Unidad	m3	
Detalle	Volumen área unidad			Subtotal
	Nº	l (m)	a (m)	h (m)
Área de construcción	5,00	63,70	17,00	1206,20
	Total			1206,20

1003	Relleno compactado a máquina con material importado	Unidad	m3	
Detalle	Volumen área unidad			Subtotal
	Nº	l (m)	a (m)	h (m)
Vigas Longitudinales Eje 1-5	4,00	46,20	1,50	1,00
Vigas Longitudinales Eje 6	1,00	44,70	1,50	1,00
Vigas transversales ejes A-M	7,00	18,25	2,50	1,00
	Total			209,27

1004	Bodega, caseta	Unidad	m2	
Detalle	Volumen área unidad			Subtotal
	Nº	l (m)	a (m)	h (m)
Bodega				9,00
	Total			9,00

2001	Replanteo de hormigón f'c= 180 kg/cm2 e=0.08m	Unidad	m2	
Detalle	Volumen área unidad			Subtotal
	Nº	l (m)	a (m)	h (m)
Área de construcción	63,70	17,00		1206,20
	Total			1206,20

2002	Hormigón en Zapatas Corridas de f'c=240 kg/cm²	Unidad	m3	
Detalle	Volumen área unidad			Subtotal
	Nº	l (m)	a (m)	h (m)
Viga 50cm		433,44	0,50	311,51
Zapata corrida 1,50x0,5		350,59	0,50	199,70
Zapata corrida 2,5x0,5		115,89	0,50	133,01
	Total			644,22

BLOQUE EGB COLEGIO ALEMAN HUMBOLDT

PRESUPUESTO DE OBRA CIVIL

Oferente: Cevallos y Ching

Fecha: 11 de enero de 2022

3001	Hormigón en columnas de f'c=240 kg/cm ²	Unidad	m3
-------------	--	---------------	-----------

Detalle	Volumen área unidad				Subtotal
	N°	l (m)	a (m)	h (m)	
Columnas L					20,70
Columnas Circulares					38,79
Total					59,49

3002	Instalación SteelDeck	Unidad	m2
-------------	-----------------------	---------------	-----------

Detalle	Volumen área unidad			Subtotal	
	F. conv	Area m2			
Planta baja	0,07	821,83		60,82	
Nivel +4,38	0,07	821,83		60,82	
Nivel+8,58	0,07	736,93		54,53	
Cubierta	0,07	237,70		17,59	
Total					193,75

3003	Contrapiso e=0.10m de f'c 240 kgf/cm2	Unidad	m2
-------------	---------------------------------------	---------------	-----------

Detalle	Volumen área unidad				Subtotal
	N°	l (m)	a (m)	h (m)	
Planta baja					821,83
Total					821,83

3004	Acero estructural ASTM A36 (Viguetas)	Unidad	kg
-------------	---------------------------------------	---------------	-----------

Detalle	Volumen área unidad				Subtotal
	N°	l (m)	a (m)	h (m)	
Acero viguetas					15726,00
Total					15726,00

3005	Hormigón en vigas de losa f'c=240 kg/cm ²	Unidad	m3
-------------	--	---------------	-----------

Detalle	Volumen área unidad				Subtotal
	N°	l (m)	a (m)	h (m)	
Vigas +4,38					71,12
Vigas +8,58					64,38
Vigas +12,78					75,20
Total					210,70

BLOQUE EGB COLEGIO ALEMAN HUMBOLDT

PRESUPUESTO DE OBRA CIVIL

Oferente: Cevallos y Ching

Fecha: 11 de enero de 2022

3006	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm ²	Unidad	un
-------------	--	---------------	----

Detalle	Volumen área unidad				Subtotal
	N°	l (m)	a (m)	h (m)	
Cimentación					50676,00
Columnas					12225,00
Losa					327,59
Muro					44039,20
Escalera					1431,01
Vigas					9117,67
Vigas cubierta					3250,40
Total					121066,86

3007	Hormigón muro 240kg/cm ²	Unidad	m3
-------------	-------------------------------------	---------------	----

Detalle	Volumen área unidad				Subtotal
	N°	l (m)	a (m)	h (m)	
Muros estructurales					310,16
Elementos de borde					16,29
Total					326,45

3008	Escaleras	Unidad	m3
-------------	-----------	---------------	----

Detalle	Volumen área unidad				Subtotal
	N°	l (m)	a (m)	Vol	
Escalera	4,00			4,69	18,76
Total					18,76

3009	Acero estructural ASTM A36 Viga	Unidad	kg
-------------	---------------------------------	---------------	----

Detalle	Volumen área unidad				Subtotal
	N°	l (m)	a (m)	Vol	
Peso Vigas acero volado					4800,00
Total					4800,00

4001	Mampostería de 9 cms	Unidad	m2
-------------	----------------------	---------------	----

Detalle	Volumen área unidad				Subtotal
	N°	l (m)	a (m)	h (m)	
Primer piso transversal	7,00	7,93		4,38	329,86
Primer piso longitudinal	14,00	8,55		4,38	524,29
2do piso transversal	7,00	7,93		4,38	329,86
2do piso longitudinal	9,00	8,55		4,38	337,04
3er piso transversal	7,00	7,93		4,38	329,86
3er piso longitudinal	9,00	8,55		4,38	337,04
Total					2187,94

ANEXO B2
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nombre del C Cevallos y Ching

Obra: BLOQUE EGB COLEGIO ALEMAN HUMBOLDT

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ID Rubro: 1001

Unidad m2

Detalle: Trazado y replanteo en obra

Rendimiento 0,04 Unidades/hora

25 Horas/unid

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Herramienta menor 5% M/O y EPP	10%				0,05
Equipo de fotografía	1	2	2,00	0,04	0,08

SUBTOTAL EQUIPOS (EQ.) 0,13

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
1 Topógrafo Estr. (Oc. C2)	1	4,01	4,01	0,04	0,16
Cadenero	2	3,62	7,24	0,04	0,29
Inspector de obra	0,1	4,03	0,40	0,04	0,02

SUBTOTAL MANO DE OBRA (MO) 0,47

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO
Tira de eucalipto 2.50x2x250 (cm)	u	0,06	2,8	0,168
Clavos de 2 " a 31/2"	kg	0,02	1,65	0,033
Pingos de eucalipto 4 a 7 m	m	0,08	1,8	0,144

SUBTOTAL MATERIALES (MA.) 0,35

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
				-
				-
				-

SUBTOTAL TRANSPORTE (TR.) 0,00

COSTO DIRECTO (EQ+MO+MA+TR)		0,94
INDIRECTOS Y UTILIDADES %	20,00%	0,19
OTROS INDIRECTOS %	0,00%	0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		1,13
VALOR OFERTADO		1,13

**VALOR OFERTADO NO INCLUYE IVA

GUAYAQUIL, 31 DE ENERO DE 2022

FIRMA

Nombre del C Cevallos y Ching

Obra: BLOQUE EGB COLEGIO ALEMAN HUMBOLDT

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ID Rubro: 1004

Unidad m2

Detalle: Bodega, caseta

Rendimiento 0,400 Unidades/hora

3 Horas/unid

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Herramienta menor 5% M/O y EPP	10%				0,52 0,0000 0,0000 0,0000 0,0000 0,0000 0,0000
SUBTOTAL EQUIPOS (EQ.)					0,52
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Mestro de obra	0,50	4,04	2,02	0,400	0,808
Albañil	1,00	3,68	3,68	0,400	1,472
Ayudante de albañil	2,00	3,64	7,28	0,400	2,912
SUBTOTAL MANO DE OBRA (MO)					5,19
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO	
Tabla de encofrado (3 usos)	u	5,00	4,00	20,000	
Cuartones	u	2,00	3,00	6,000	
Estilpanel/paredes galvalume AR-5 e=0.40mm	m ²	1,10	10,98	12,078	
	kg	0,40	2,90	1,160	
Tiras 2.5x2.5x250	u	2,00	0,40	0,800	
Viga de madera tratada 15x15 cm	m	0,50	3,00	1,500	
SUBTOTAL MATERIALES (MA.)					41,54
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				-	
				-	
				-	
SUBTOTAL TRANSPORTE (TR.)					0,00
COSTO DIRECTO (EQ+MO+MA+TR)					47,25
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				20,00%	9,45
OTROS INDIRECTOS %				0,00%	0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					56,70
VALOR OFERTADO					56,70

**VALOR OFERTADO NO INCLUYE IVA

GUAYAQUIL, 31 DE ENERO DE 2022

FIRMA

Nombre del C Cevallos y Ching

Obra: BLOQUE EGB COLEGIO ALEMAN HUMBOLDT

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ID Rubro: 2001

Unidad m2

Detalle: Replanteo de hormigón f'c= 180 kg/cm2 e=0.08m

Rendimiento 0,05700 Unidades/hora

18 Horas/unid

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Herramienta menor 5% M/O y EPP	10%				0,190000
SUBTOTAL EQUIPOS (EQ.)					0,19
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Peon (estr.ocp. E2)	6,00000	3,62000	21,72000	0,05700	1,23804
Albañil (estr.ocp. D2)	1,00000	3,66000	3,66000	0,05700	0,20862
Carpintero (estr.ocp. D2)	1,00000	3,66000	3,66000	0,05700	0,20862
Maestro (estr.ocp. C2)	1,00000	3,86000	3,86000	0,05700	0,22002
SUBTOTAL MANO DE OBRA (MO)					1,88
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO	
Cuarton semiduras	u	0,12	2,6	0,312	
Tira de encofrado semiduras	u	0,6	1,13	0,678	
Clavo 2"x 8	Lb	0,18	0,82	0,1476	
Hormigón 240	m3	0,08	102,76	8,2208	
SUBTOTAL MATERIALES (MA.)					9,36
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Transporte cemento	kg/km	15,75	0,01	0,1575	
Transporte cascajo 10km	m3/km	0,79	0,22	0,1738	
Transporte de madera	u/km	0,72	0,4	0,288	
SUBTOTAL TRANSPORTE (TR.)					0,62
COSTO DIRECTO (EQ+MO+MA+TR)					12,04
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				20,00%	2,41
OTROS INDIRECTOS %				0,00%	0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					14,45
VALOR OFERTADO					14,45

**VALOR OFERTADO NO INCLUYE IVA

GUAYAQUIL, 31 DE ENERO DE 2022

FIRMA

Nombre del C Cevallos y Ching

Obra: BLOQUE EGB COLEGIO ALEMAN HUMBOLDT

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ID Rubro: 2002

Unidad m3

Detalle: Hormigón en Zapatas Corridas de f'c=240 kg/cm²

Rendimiento 0,88889 Unidades/hora

1 Horas/unid

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Herramienta menor 5% M/O y EPP	10%				4,27
Vibrador a gasolina	0,5	3,125	1,56250	0,88889	1,38889063
					0
					0
					0
					0
					0
SUBTOTAL EQUIPOS (EQ.)					5,65
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Maestro mayor en ejecución de ob	0,30000	4,01000	1,20300	0,88889	1,06933
Albañil	5,00000	3,62000	18,10000	0,88889	16,08891
Peón	5,00000	3,58000	17,90000	0,88889	15,91113
Carpintero	1,00000	3,62000	3,62000	0,88889	3,21778
Ayudante en general	2	3,58	7,16	0,88889	6,3644524
SUBTOTAL MANO DE OBRA (MO)					42,65
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO	
Hormigon f'c=240	m3	1	92,76	92,76	
Tabla dura de encofrado de 2.40mx0.25m	u	5	3,5	17,5	
Clavos de 2 " a 31/2"	kg	1	1,5510671	1,5510671	
Clavos de 2 " a 31/2"	u	2	2,7053557	5,4107114	
Clavos de 2 " a 31/2"	m	1	1,01	1,01	
Clavos de 2 " a 31/2"	lt	1	23,9875	23,9875	
Bomba	m3	1	10	10	
SUBTOTAL MATERIALES (MA.)					152,22
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Transporte cemento	kg/km	15,75	0,01	0,1575	
Transporte de madera	u/km	0,72	0,4	0,288	
				-	
SUBTOTAL TRANSPORTE (TR.)					0,45
COSTO DIRECTO (EQ+MO+MA+TR)					200,97
INDIRECTOS Y UTILIDADES %					20,00%
OTROS INDIRECTOS %					0,00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO					241,16
VALOR OFERTADO					241,16

**VALOR OFERTADO NO INCLUYE IVA

GUAYAQUIL, 31 DE ENERO DE 2022

FIRMA

Nombre del C Cevallos y Ching

Obra: BLOQUE EGB COLEGIO ALEMAN HUMBOLDT

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ID Rubro: 3001

Unidad m3

Detalle: Hormigón en columnas de f'c=240 kg/cm²

Rendimiento 1,06667 Unidades/hora

1 Horas/unid

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Herramienta menor 5% M/O y EPP	10%				6,65
Vibrador a gasolina	0,5	3,125	1,56250	1,06667	1,66667188
Andamios metálicos	0,5	0,6	0,30000	1,06667	0,320001
					0
					0
					0
					0
SUBTOTAL EQUIPOS (EQ.)					8,64
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Maestro mayor en ejecución de ob	0,30000	4,01000	1,20300	1,06667	1,28320
Albañil	5,00000	3,62000	18,10000	1,06667	19,30673
Peón	5,00000	3,58000	17,90000	1,06667	19,09339
Carpintero	3,00000	3,62000	10,86000	1,06667	11,58404
Ayudante en general	4	3,58	14,32	1,06667	15,27471
SUBTOTAL MANO DE OBRA (MO)					66,54
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO	
Hormigon f'c=240	m3	1	102,76	102,76	
Encofrado madera o metal	m2	6,85	3,91375	23,9875	
Cuartones de encofrado	u	3	2,7053557	7	
Clavos de 2 " a 3 1/2"	kg	0,5	1,5510671	0,77553355	
SUBTOTAL MATERIALES (MA.)					134,52
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Transporte cemento	kg/km	15,75	0,01	0,1575	
Transporte de madera	u/km	0,72	0,4	0,288	
				-	
SUBTOTAL TRANSPORTE (TR.)					0,45
COSTO DIRECTO (EQ+MO+MA+TR)					210,15
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				20,00%	42,03
OTROS INDIRECTOS %				0,00%	0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					252,18
VALOR OFERTADO					252,18

**VALOR OFERTADO NO INCLUYE IVA

GUAYAQUIL, 31 DE ENERO DE 2022

FIRMA

Nombre del C Cevallos y Ching

Obra: BLOQUE EGB COLEGIO ALEMAN HUMBOLDT

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ID Rubro: 3002

Unidad m2

Detalle: Instalación SteelDeck

Rendimiento 0,08000 Unidades/hora

13 Horas/unid

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Herramienta menor 5% M/O y EPP	10%				0,18
Vibrador de Manguera	1	2	2,00000	0,08000	0,16
SUBTOTAL EQUIPOS (EQ.)					0,34
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Peon (estr.ocp. E2)	3,00000	3,62000	10,86000	0,08000	0,86880
Albañil (estr.ocp. D2)	1,00000	3,66000	3,66000	0,08000	0,29280
Carpintero (estr.ocp. D2)	0,50000	3,66000	1,83000	0,08000	0,14640
Fierrero (estr.ocp. D2)	1,00000	3,66000	3,66000	0,08000	0,29280
Maestro (estr.ocp. C2)	0,5	3,86	1,93000	0,08000	0,15440
SUBTOTAL MANO DE OBRA (MO)					1,76
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO	
Hormigon 240	m3	0,1479	102,76	15,198204	
Alambre Recocido # 18	kg	0,0315	2,046	0,064449	
Tablas de Encofrado semidura	u	0,146	4,5	0,657	
Cuarton semiduras	u	0,03	2,6	0,078	
SUBTOTAL MATERIALES (MA.)					16,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
					-
SUBTOTAL TRANSPORTE (TR.)					0,00
COSTO DIRECTO (EQ+MO+MA+TR)					18,09
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				20,00%	3,62
OTROS INDIRECTOS %				0,00%	0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					21,71
VALOR OFERTADO					21,71

**VALOR OFERTADO NO INCLUYE IVA

GUAYAQUIL, 31 DE ENERO DE 2022

FIRMA

Nombre del C Cevallos y Ching

Obra: BLOQUE EGB COLEGIO ALEMAN HUMBOLDT

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ID Rubro: 3002

Unidad m2

Detalle: Instalación SteelDeck

Rendimiento 0,20000 Unidades/hora

5 Horas/unid

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Herramienta menor 5% M/O y EPP	10%				0,11
Taladro Electrico	1	0,9	0,90000	0,2	0,18
SUBTOTAL EQUIPOS (EQ.)					0,29
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Peon (estr.ocp. E2)	1,00000	3,62000	3,62000	0,20000	0,72400
Maestro (estr.ocp. C2)	0,5	3,86	1,93	0,2	0,38600
SUBTOTAL MANO DE OBRA (MO)					1,11
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO	
Plancha de Novalosa	m2	1,05	10,95	11,4975	
Pernos Autoperforantes A Zamak 5	U	4,2	0,0172	0,07224	
SUBTOTAL MATERIALES (MA.)					11,57
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Transporte cemento	kg/km	44,415	0,01	0,44415	
Transporte de Novalosa	u/km	1,05	0,084	0,0882	
SUBTOTAL TRANSPORTE (TR.)					0,53
COSTO DIRECTO (EQ+MO+MA+TR)					13,50
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				20,00%	2,70
OTROS INDIRECTOS %				0,00%	0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					16,20
VALOR OFERTADO					16,20

**VALOR OFERTADO NO INCLUYE IVA

GUAYAQUIL, 31 DE ENERO DE 2022

FIRMA

Nombre del C Cevallos y Ching

Obra: BLOQUE EGB COLEGIO ALEMAN HUMBOLDT

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ID Rubro: 3003

Unidad m2

Detalle: Contrapiso e=0.10m de fc 240 kgf/cm2

Rendimiento 0,20000 Unidades/hora

5,000 Horas/unid

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Herramienta menor 5% M/O y EPP	10%				0,66 0 0 0
SUBTOTAL EQUIPOS (EQ.)					0,66
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Peon (estr.ocp. E2)	6,00000	3,62000	21,72000	0,20000	4,34400
Albañil (estr.ocp. D2)	1,00000	3,66000	3,66000	0,20000	0,73200
Carpintero (estr.ocp. D2)	1,00000	3,66000	3,66000	0,20000	0,73200
Maestro (estr.ocp. C2)	1,00000	3,86000	3,86000	0,20000	0,77200
SUBTOTAL MANO DE OBRA (MO)					6,58
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO	
Tablas de Encofrado semidura	u	0,088	4,5	0,396	
Cuarton semiduras	u	0,03	2,6	0,078	
Clavo 2"x 8	Lb	0,025	0,82	0,0205	
Hormigon 240	m2	0,1	102,76	10,276	
SUBTOTAL MATERIALES (MA.)					10,77
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Transporte cemento	kg/km	29,4	0,01	0,294	
transporte de madera	u/km	0,118	0,4	0,0472	
SUBTOTAL TRANSPORTE (TR.)					0,34
COSTO DIRECTO (EQ+MO+MA+TR)					18,35
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				20,00%	3,67
OTROS INDIRECTOS %				0,00%	0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					22,02
VALOR OFERTADO					22,02

**VALOR OFERTADO NO INCLUYE IVA

GUAYAQUIL, 31 DE ENERO DE 2022

FIRMA

Nombre del Cliente: Cevallos y Ching

Obra: BLOQUE EGB COLEGIO ALEMAN HUMBOLDT

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ID Rubro: 3004

Unidad kg

Detalle: Acero estructural ASTM A36 (Viguetas)

Rendimiento 0,02500 Unidades/hora

40,000 Horas/unid

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Herramienta menor 5% M/O y EPP	10%				0,12
Herramienta menor	0,05000	1,01538	0,05077	1,00000	0,050769
Compresor/soplete	0,1	1,25	0,12500	0,025	0,003125
Soldadora eléctrica 240 a	2	2,5	5,00000	0,025	0,125
Generador 150 KVA	0,25	12,5	3,12500	0,025	0,078125
Equipo de oxicorte	0,25	1,75	0,43750	0,025	0,0109375
Soldadora mig	1	4	4,00000	0,025	0,10
SUBTOTAL EQUIPOS (EQ.)					0,49
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Maestro soldador especializado	1,0	4,01000	4,01000	0,02500	0,10025
Ayudante en general	5,0	3,58000	17,90000	0,02500	0,44750
Operador de Grúa puente de eleva	0,5	4,01000	2,00500	0,02500	0,05013
Soldador	8,0	3,22000	25,76000	0,02500	0,64400
SUBTOTAL MANO DE OBRA (M)					1,24
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO	
Acero estructural A36 e<15mm	kg	1,03	1,3475	1,387925	
Soldadura 7018x1/8"	kg	0,01	3,7875	0,037875	
Anticorrosivo Industrial	gal	0,001	11,8945579	0,01189456	
Desoxidante	gal	0,002	1,6968	0,0033936	
Pintura Esmalte	gal	0,002	22,2921443	0,04458429	
Thinner comercial (diluyente tecni thiñer laca)	gal	0,002	11,8494614	0,02369892	
SUBTOTAL MATERIALES (MA.)					1,51
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Transporte cemento	kg/km	1,03	0,12	0,1236	
SUBTOTAL TRANSPORTE (TR.)					0,12
COSTO DIRECTO (EQ+MO+MA+TR)			3,37		
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			20,00%		
OTROS INDIRECTOS %			0,00%		
COSTO TOTAL DEL RUBRO			4,04		
VALOR OFERTADO			4,04		

**VALOR OFERTADO NO INCLUYE IVA

GUAYAQUIL, 31 DE ENERO DE 2022

FIRMA

Nombre del C Cevallos y Ching

Obra: BLOQUE EGB COLEGIO ALEMAN HUMBOLDT

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ID Rubro: 3006

Unidad un

Detalle: Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm²

Rendimiento 0,0100 Unidades/hora

100,000 Horas/unid

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Herramienta menor 5% M/O y EPP	10%				0,02
Cizalla	1,000	0,75	0,75	0,0200	0,0150
SUBTOTAL EQUIPOS (EQ.)					0,03
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Peón	2,000	3,62	7,24	0,0100	0,0724
Fierrero	3,000	3,66	10,99	0,0100	0,1099
SUBTOTAL MANO DE OBRA (MO)					0,18
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO	
Acero de refuerzo fy=4200kg/cm ²	kg	1,05	1,1	1,155	
Alambre galvanizado 18	kg	0,03	1,9	0,057	
SUBTOTAL MATERIALES (MA.)					1,21
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				-	
				-	
				-	
SUBTOTAL TRANSPORTE (TR.)					0,00
COSTO DIRECTO (EQ+MO+MA+TR)					1,43
INDIRECTOS Y UTILIDADES %					20,00%
OTROS INDIRECTOS %					0,00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1,71
VALOR OFERTADO					1,71

**VALOR OFERTADO NO INCLUYE IVA

GUAYAQUIL, 31 DE ENERO DE 2022

FIRMA

Nombre del C Cevallos y Ching

Obra: BLOQUE EGB COLEGIO ALEMAN HUMBOLDT

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ID Rubro: 3007

Unidad m3

Detalle: Hormigón muro 240kg/cm2

Rendimiento 1,06667 Unidades/hora

0,937 Horas/unid

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Herramienta menor 5% M/O y EPP	10%				5,50
Vibrador a gasolina	0,5	3,125	1,56250	1,06667	1,66667188
Andamios metálicos	0,5	0,6	0,30000	1,06667	0,320001
					0,00
					0,00
					0,00
					0,00
SUBTOTAL EQUIPOS (EQ.)					7,48
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Maestro mayor en ejecución de ob	0,30000	4,01000	1,20300	1,06667	1,28320
Albañil	2,00000	3,62000	7,24000	1,06667	7,72269
Peón	5,00000	3,58000	17,90000	1,06667	19,09339
Carpintero	3,00000	3,62000	10,86000	1,06667	11,58404
Ayudante en general	4	3,58	14,32	1,06667	15,27471
SUBTOTAL MANO DE OBRA (MO)					54,96
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO	
Hormigon f'c=240	m3	1	102,76	102,76	
Encofrado madera o metal	m2	6,85	3,91375	23,9875	
Cuartones de encofrado	u	10	2,7053557	27,053557	
Clavos de 2 " a 3 1/2"	kg	1	1,5510671	1,5510671	
SUBTOTAL MATERIALES (MA.)					155,35
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				-	
				-	
				-	
SUBTOTAL TRANSPORTE (TR.)					0,00
COSTO DIRECTO (EQ+MO+MA+TR)					217,79
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				20,00%	43,56
OTROS INDIRECTOS %				0,00%	0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					261,35
VALOR OFERTADO					261,35

**VALOR OFERTADO NO INCLUYE IVA

GUAYAQUIL, 31 DE ENERO DE 2022

FIRMA

Nombre del C Cevallos y Ching

Obra: BLOQUE EGB COLEGIO ALEMAN HUMBOLDT

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ID Rubro: 3008

Unidad m3

Detalle: Escaleras

Rendimiento 1,3300 Unidades/hora

0,752 Horas/unid

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Herramienta menor 5% M/O y EPP	10%				3,93
Vibrador de manguera	1,000	4,06	4,06	1,3300	5,4000
Andamio	1,000	0,06	0,06	1,3300	0,0800
Concretera de 1 Saco	1,00	4,48	4,48	1,33	5,96
					0,00
					0,00
					0,00
					0,00
SUBTOTAL EQUIPOS (EQ.)					15,37
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Peón (Estruc. Ocup. E2)	4,000	3,62	14,48	1,3300	19,2584
Albañil (Estruc. Ocup. E2)	1,000	3,66	3,66	1,3300	4,8678
Operador de equipo liviano (Estruc. Ocup. E2)	1,000	3,66	3,66	1,3300	4,8800
Maestro de obra (Estruc. Ocup. C-1)	1,000	4,06	4,06	1,3300	5,4000
Carpintero	1,000	3,66	3,66	1,3300	4,8830
SUBTOTAL MANO DE OBRA (MO)					39,29
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO	
Cuartones de encofrado	u	3,000	2,71	8,1200	
Clavos de 2 " a 31/2"	kg	0,500	1,55	0,7800	
Clavos 2/1/2	kg	2,340	2,10	4,9140	
Hormigon f'c=240	m3	1	102,76	102,76	
SUBTOTAL MATERIALES (MA.)					116,57
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Transporte cemento	kg/km	15,75	0,01	0,16	
Transporte Madera	u/km	0,72	0,40	0,29	
					-
SUBTOTAL TRANSPORTE (TR.)					0,45
COSTO DIRECTO (EQ+MO+MA+TR)					171,68
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				20,00%	34,34
OTROS INDIRECTOS %				0,00%	0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					206,01
VALOR OFERTADO					206,01

**VALOR OFERTADO NO INCLUYE IVA

GUAYAQUIL, 31 DE ENERO DE 2022

FIRMA

Nombre del Cliente: Cevallos y Ching

Obra: BLOQUE EGB COLEGIO ALEMAN HUMBOLDT

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ID Rubro: 3009

Unidad kg

Detalle: Acero estructural ASTM A36 Viga

Rendimiento 0,02500 Unidades/hora

40,000 Horas/unid

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Herramienta menor 5% M/O y EPP	10%				0,11
Herramienta menor	0,05000	1,01538	0,05077	1,00000	0,050769
Compresor/soplete	0,1	1,25	0,12500	0,025	0,003125
Soldadora eléctrica 240 a	2	2,5	5,00000	0,025	0,125
Generador 150 KVA	0,25	12,5	3,12500	0,025	0,078125
Equipo de oxicorte	0,25	1,75	0,43750	0,025	0,0109375
Soldadora mig	1	4	4,00000	0,025	0,1
SUBTOTAL EQUIPOS (EQ.)					0,48
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Maestro soldador especializado	1,00000	4,01000	4,01000	0,02500	0,10025
Ayudante en general	4,00000	3,58000	14,32000	0,02500	0,35800
Operador de Grúa puente de eleva	0,50000	4,01000	2,00500	0,02500	0,05013
Soldador	7,00000	3,22000	22,54000	0,02500	0,56350
SUBTOTAL MANO DE OBRA (M)					1,07
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO	
Acero estructural A36 e<2mm	kg	1,15	1,3475	1,549625	
Soldadura 7018x1/8"	kg	0,02	3,7875	0,07575	
Anticorrosivo Industrial	gal	0,001	11,8945579	0,01189456	
Desoxidante	gal	0,002	1,6968	0,0033936	
Pintura Esmalte	gal	0,002	22,2921443	0,04458429	
Thinner comercial (diluyente tecni thiñer laca)	gal	0,002	11,8494614	0,02369892	
SUBTOTAL MATERIALES (MA.)					1,71
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Transporte cemento	kg/km	1,03	0,12	0,1236	
SUBTOTAL TRANSPORTE (TR.)					0,12
COSTO DIRECTO (EQ+MO+MA+TR)					3,38
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			20,00%	0,68	
OTROS INDIRECTOS %			0,00%	0,00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					4,06
VALOR OFERTADO					4,06

**VALOR OFERTADO NO INCLUYE IVA

GUAYAQUIL, 31 DE ENERO DE 2022

FIRMA

Nombre del C Cevallos y Ching

Obra: BLOQUE EGB COLEGIO ALEMAN HUMBOLDT

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ID Rubro: 4002

Unidad #N/D

Detalle: #N/D

Rendimiento 0,2000 Unidades/hora

5,000 Horas/unid

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Herramienta menor 5% M/O y EPP	10%				0,22
Andamio metálico	1,000	2,00	2,00	0,2000	0,4000
SUBTOTAL EQUIPOS (EQ.)					0,62
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Peon	2,000	3,62	7,24	0,2000	1,4472
Albañil	1,000	3,87	3,87	0,2000	0,7740
SUBTOTAL MANO DE OBRA (MO)					2,22
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO	
Arena fina	m3	0,013	13,00	0,1690	
Cemento	saco	0,079	6,88	0,5435	
Agua	m3	0,003	0,86	0,0023	
SUBTOTAL MATERIALES (MA.)					0,71
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				-	
				-	
				-	
SUBTOTAL TRANSPORTE (TR.)					0,00
COSTO DIRECTO (EQ+MO+MA+TR)					3,56
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				20,00%	0,71
OTROS INDIRECTOS %				0,00%	0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					4,27
VALOR OFERTADO					4,27

**VALOR OFERTADO NO INCLUYE IVA

GUAYAQUIL, 31 DE ENERO DE 2022

FIRMA

Nombre del C Cevallos y Ching

Obra: BLOQUE EGB COLEGIO ALEMAN HUMBOLDT

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ID Rubro: 4001

Unidad m2

Detalle: Mampostería de 9 cms

Rendimiento 0,2000 Unidades/hora

5,000 Horas/unid

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Herramienta menor 5% M/O y EPP	10%				0,22
Andamio metálico	1,000	2,00	2,00	0,2000	0,4000
SUBTOTAL EQUIPOS (EQ.)					0,62
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIEN TO	COSTO
Peon	2,000	3,62	7,24	0,2000	1,4472
Albañil	1,000	3,87	3,87	0,2000	0,7740
SUBTOTAL MANO DE OBRA (MO)					2,22
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO	
Ladrillo 28.5x14x8.5cm	u	22,000	0,22	4,8400	
Arena fina	m3	0,013	13,00	0,1690	
Cemento	saco	0,079	6,88	0,5435	
Agua	m3	0,003	0,86	0,0023	
SUBTOTAL MATERIALES (MA.)					5,55
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
				-	
				-	
				-	
SUBTOTAL TRANSPORTE (TR.)					0,00
COSTO DIRECTO (EQ+MO+MA+TR)					8,40
INDIRECTOS Y UTILIDADES %					20,00% 1,68
OTROS INDIRECTOS %					0,00% 0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					10,08
VALOR OFERTADO					10,08

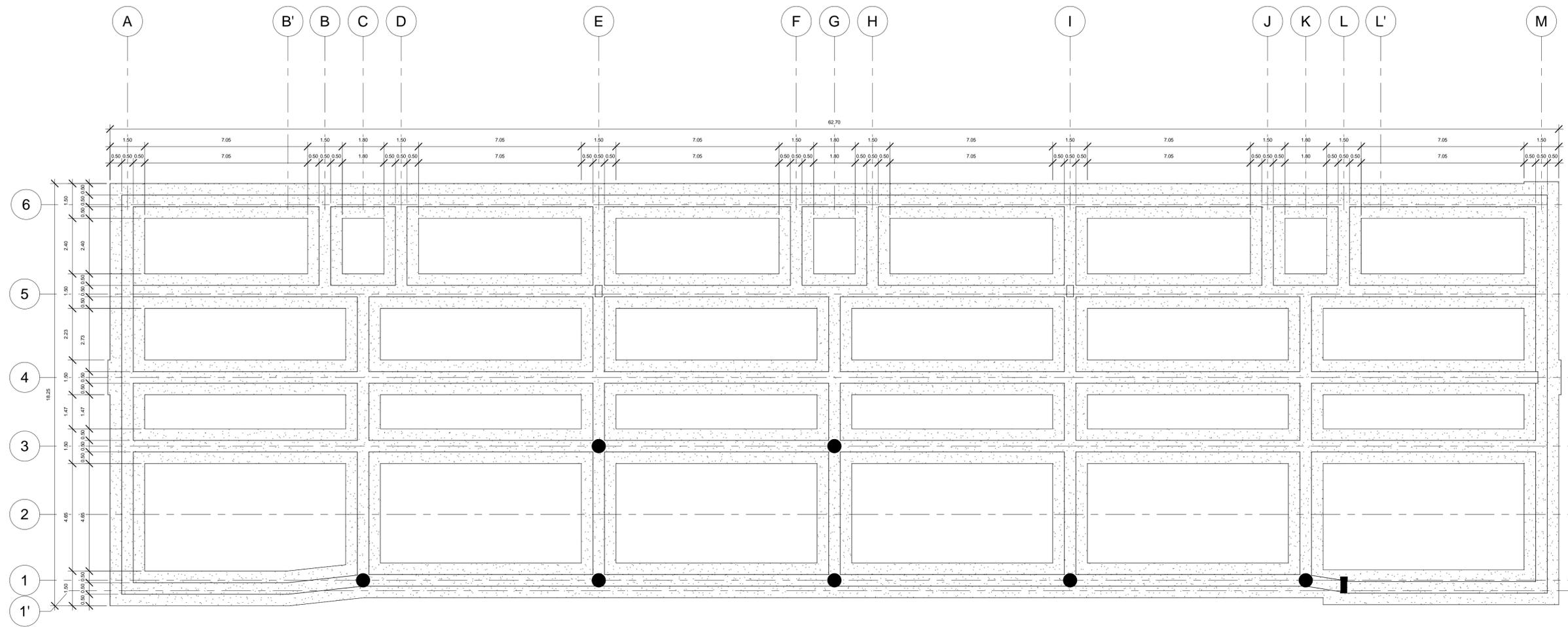
**VALOR OFERTADO NO INCLUYE IVA

GUAYAQUIL, 31 DE ENERO DE 2022

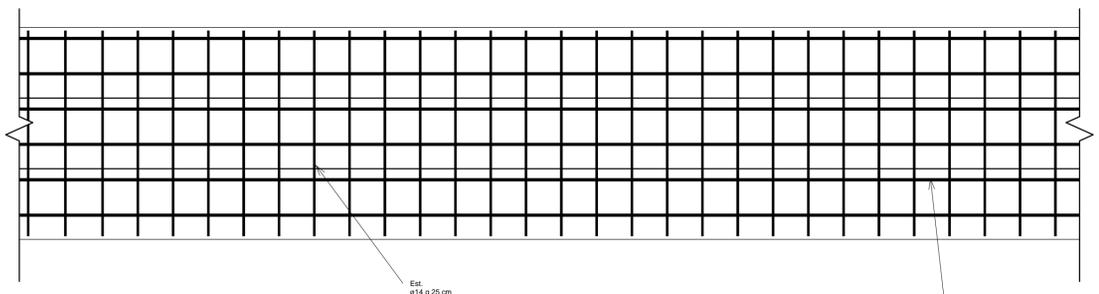
FIRMA

ANEXO C

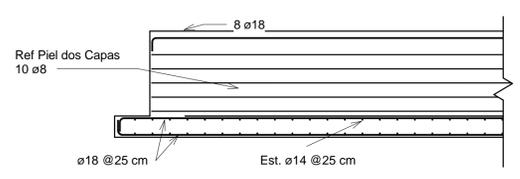
PLANOS



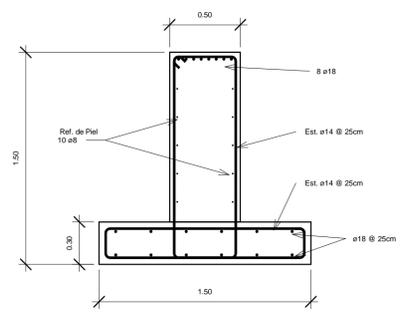
1. 0. Cimentación N-1.50
1 : 100



4. Detalle Armado Zapata
1 : 25



2. Sección Long. Zapata tipo
1 : 50

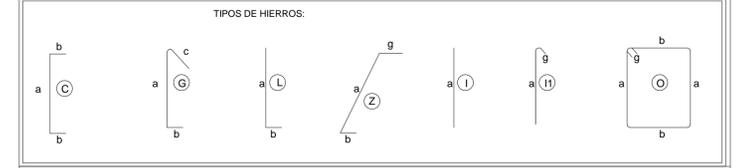


3. Sección Trans. Zapata tipo
1 : 25

Cimentación		
Marca de tipo	Longitud	Volumen
Cim 150x50	466.33	177.51 m³
Total general: 21	466.33	177.51 m³

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

- TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN DADAS EN METROS A NO SER QUE SE ESPECIFIQUE UNA UNIDAD DIFERENTE.
- SE USARÁ HORMIGÓN CON RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A LA COMPRESIÓN $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$, Y ACERO DE REFUERZO CALIBRADO EN MILÍMETROS Y LIMITE DE FLEUENCIA $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.
- RECUBRIMIENTO MÍNIMO LIBRE = 2.5cm PARA Cadenas, 3cm PARA COLUMNAS, 5cm PARA VIGAS, 5cm PARA LOSAS DE CIMENTACIÓN, PLACAS DE CIMENTACIÓN, MUROS Y ESTRUCTURAS EN CONTACTO CON EL SUELO.
- LOS TRASLAPES SERÁN AL MENOS DE 40 VECES EL DIÁMETRO DE LA VARILLA. LOS TRASLAPES SUPERIORES SE HARÁN EN EL CENTRO DEL TRAMO Y LOS INFERIORES A UNA DISTANCIA 2H (H=PERALTE DE LA VIGA) DESDE LA CARA DE LA COLUMNA.
- EL PROCESO DE CONSTRUCCIÓN DEBE CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES ACI PARA HORMIGÓN ESTRUCTURAL.
- EN LOS CÁLCULOS ESTRUCTURALES SE TOMARON EN CUENTA LAS SIGUIENTES ESPECIFICACIONES Y NORMAS DE LOS SIGUIENTES CÓDIGOS:
 - ACI-318-14
 - NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-15
- EL MEJORAMIENTO Y REPOSICIÓN DE SUELO DEBERÁ REALIZARSE DE ACUERDO AL ESTUDIO DE SUELOS CON LO CUAL SE DEBERÁ ALCANZAR COMO MÍNIMO LA CAPACIDAD ESPECIFICADA PARA EL SUELO.
- LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO CONSIDERADA PARA EL DISEÑO ES DE 12 T/m². LO CUAL DEBERÁ SER VERIFICADO EN OBRA PREVIO AL INICIO DE LOS TRABAJOS Y SE DEBERÁ SEGUIR LAS RECOMENDACIONES DEL ESTUDIO DE SUELOS. LAS DIMENSIONES PREVALECE SOBRE LA ESCALA.

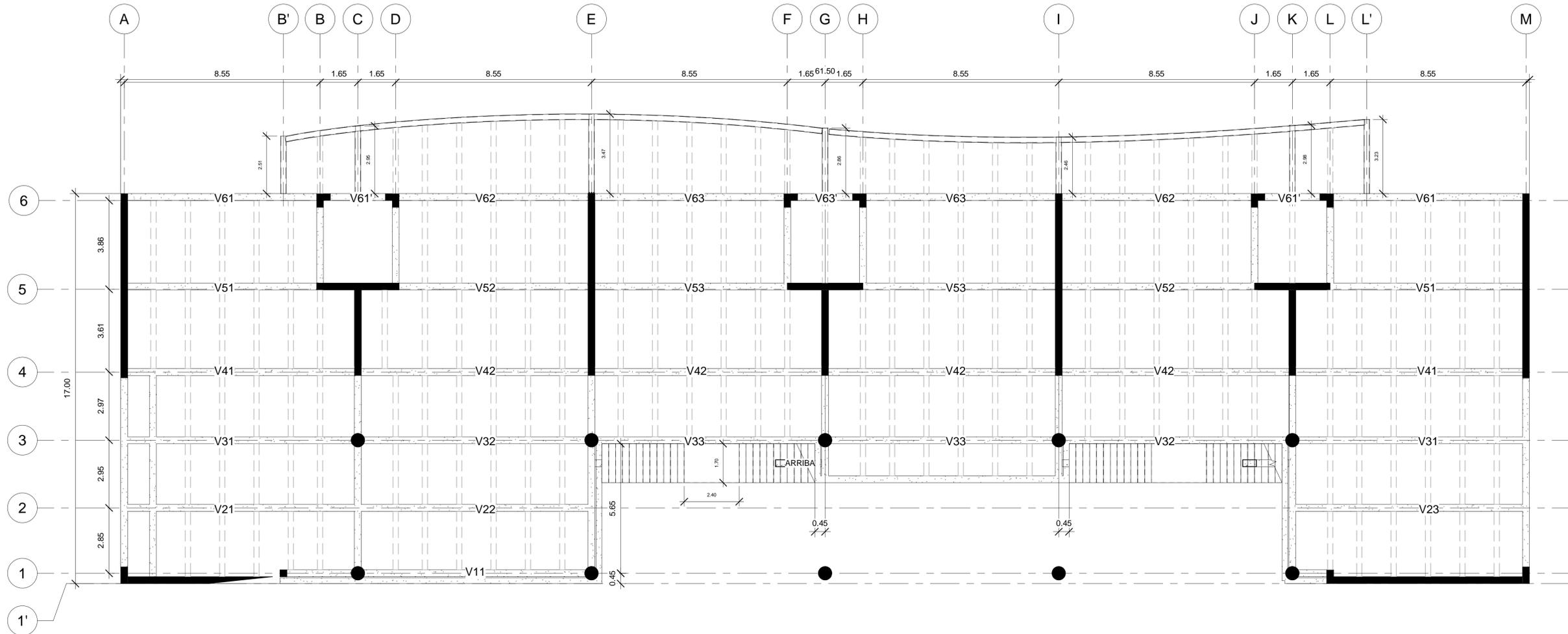


ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
FACULTAD DE INGENIERIA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

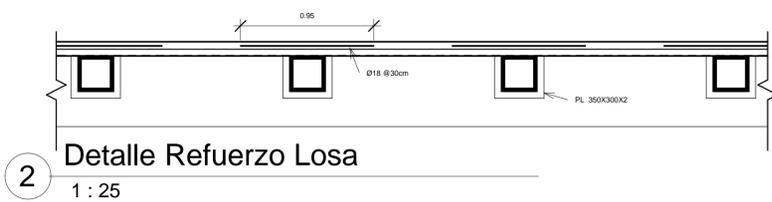
PROYECTO:
COLEGIO ALEMÁN HUMBOLDT SAMBORONDÓN

CONTENIDO:
Implantación de vigas de cimentación y detalles

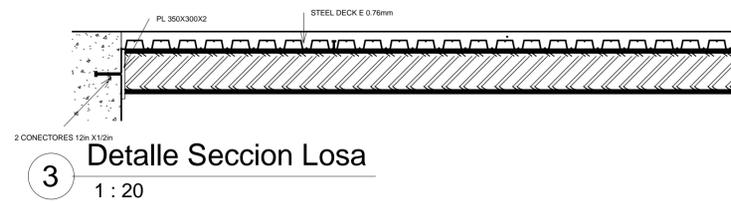
Coordinador de materia integradora: Ing. Miguel Chavez, PhD	Tutores de conocimientos específicos: Ing. Francisco Grau Dis. Int. Carola Zavala Ing. Felipe Cabezas	Estudiantes: Suling Ching Ávalos Sebastián Cevallos López	Fecha de entrega: 11 de enero de 2022
Tutor de área de conocimiento: Ing. Carlos Quishpe MsC		Lamina: E1	Escala: Indicada



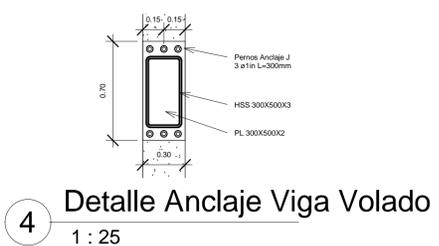
1. Primera Planta N+4.38
1 : 100



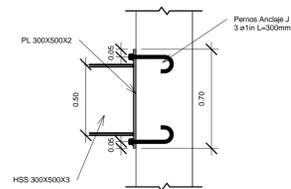
2. Detalle Refuerzo Losa
1 : 25



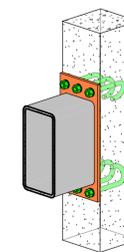
3. Detalle Seccion Losa
1 : 20



4. Detalle Anclaje Viga Volado
1 : 25



5. Corte Anclaje Viga Volado
1 : 25

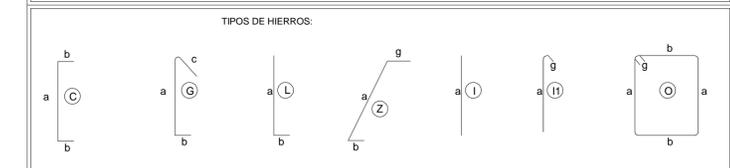


6. Detalle Anclaje Viga 3D

Vigas +4.38						
Recuento	Material estructural	Longitud	Longitud de corte	Nivel de referencia	Volumen	Marca de tipo
105	Hormigón	435.54	413.89	N+4.38	71.75 m³	

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

- TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN DADAS EN METROS A NO SER QUE SE ESPECIFIQUE UNA UNIDAD DIFERENTE.
- SE USARÁ HORMIGÓN CON RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A LA COMPRESIÓN $f_c=210$ kg/cm², Y ACERO DE REFUERZO CALIBRADO EN MILÍMETROS Y LÍMITE DE FLEUENCIA $f_y=4200$ kg/cm².
- RECUBRIMIENTO MÍNIMO LIBRE = 2.5cm PARA CADENAS, 3cm PARA COLUMNAS, 5cm PARA VIGAS, 5cm PARA LOSAS DE CIMENTACIÓN, PLACAS DE CIMENTACIÓN, MUROS Y ESTRUCTURAS EN CONTACTO CON EL SUELO.
- LOS TRASLAPES SERÁN AL MENOS DE 40 VECES EL DIÁMETRO DE LA VARILLA. LOS TRASLAPES SUPERIORES SE HARÁN EN EL CENTRO DEL TRAMO Y LOS INFERIORES A UNA DISTANCIA 2H (H=PERALTE DE LA VIGA) DESDE LA CARA DE LA COLUMNA.
- EL PROCESO DE CONSTRUCCIÓN DEBE CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES ACI PARA HORMIGÓN ESTRUCTURAL.
- EN LOS CÁLCULOS ESTRUCTURALES SE TOMARON EN CUENTA LAS SIGUIENTES ESPECIFICACIONES Y NORMAS DE LOS SIGUIENTES CÓDIGOS:
-ACI-318-14
-NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-15
- EL MEJORAMIENTO Y REPOSICIÓN DE SUELO DEBERÁ REALIZARSE DE ACUERDO AL ESTUDIO DE SUELOS CON LO CUAL SE DEBERÁ ALCANZAR COMO MÍNIMO LA CAPACIDAD ESPECIFICADA PARA EL SUELO.
- LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO CONSIDERADA PARA EL DISEÑO ES DE 12 T/m². LO CUAL DEBERÁ SER VERIFICADO EN OBRA PREVIO AL INICIO DE LOS TRABAJOS Y SE DEBERÁ SEGUIR LAS RECOMENDACIONES DEL ESTUDIO DE SUELOS. LAS DIMENSIONES PREVALECE SOBRE LA ESCALA.

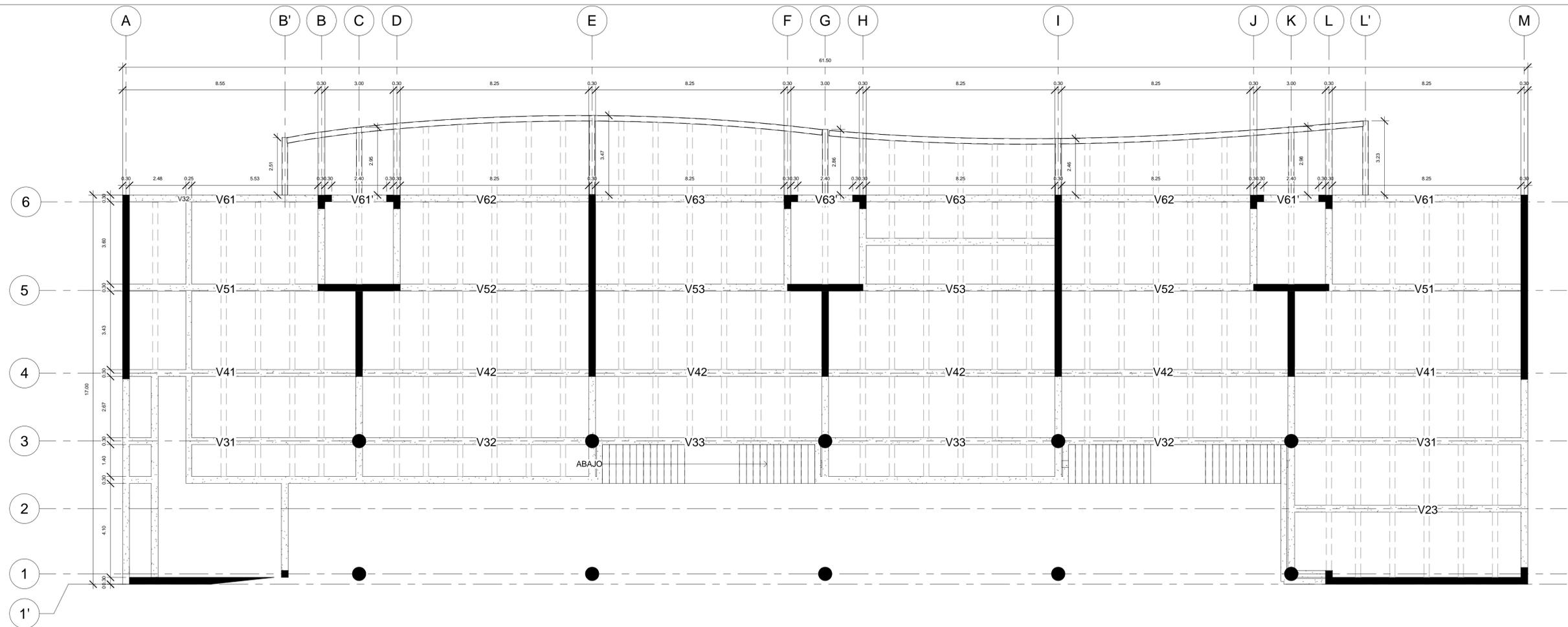


ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
FACULTAD DE INGENIERIA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

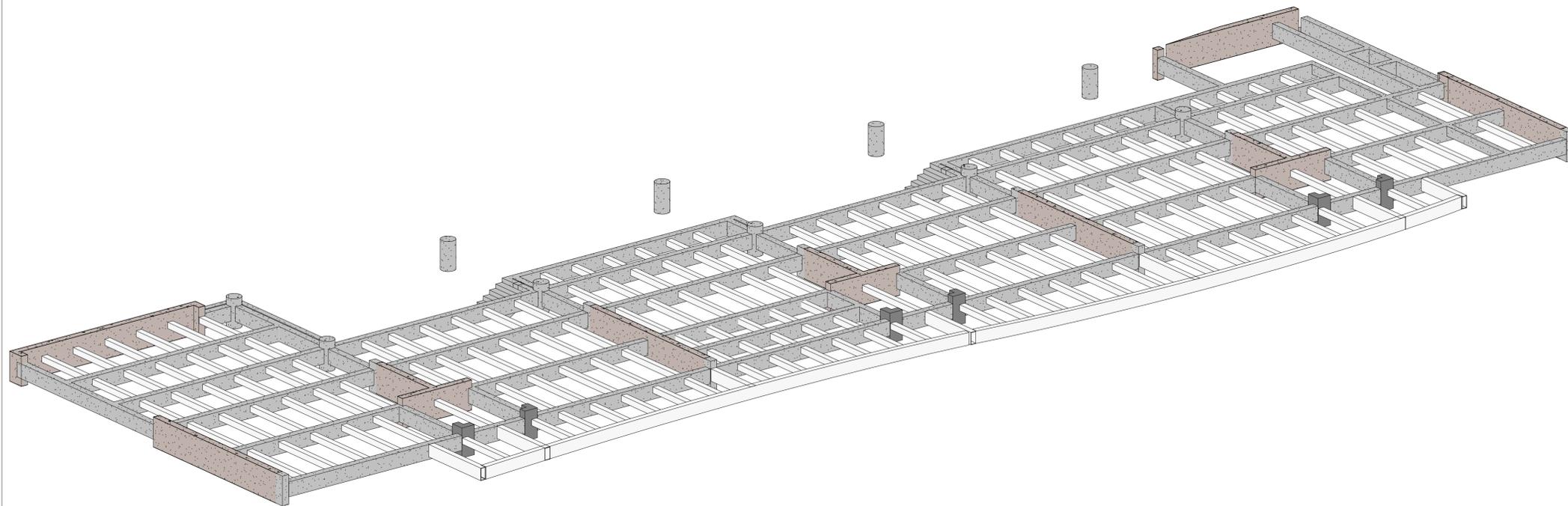
PROYECTO:
COLEGIO ALEMÁN HUMBOLDT SAMBORONDÓN

CONTENIDO:
Implantación vigas de entrepiso nivel +4.38 - Secciones losa - Detalles anclaje viga

Coordinador de materia integradora: Ing. Miguel Chavez, PhD	Tutores de conocimientos específicos: Ing. Francisco Grau Dis. Int. Carola Zavala Ing. Felipe Cabezas	Estudiantes: Suling Ching Ávalos Sebastián Cevallos López	Fecha de entrega: 11 de enero de 2022
Tutor de área de conocimiento: Ing. Carlos Quishpe MSc		Lamina: E2	Escala: Indicada

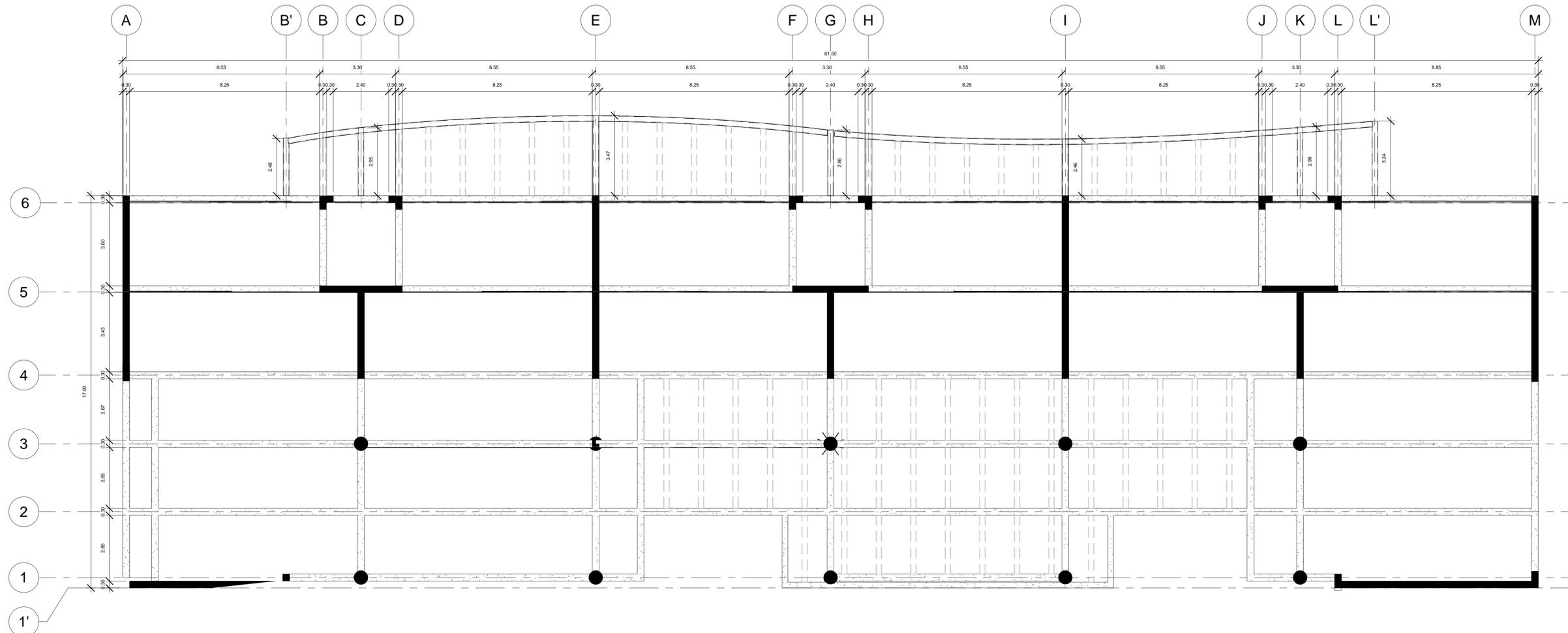


1 2. Segunda Planta N+8.58
1 : 100

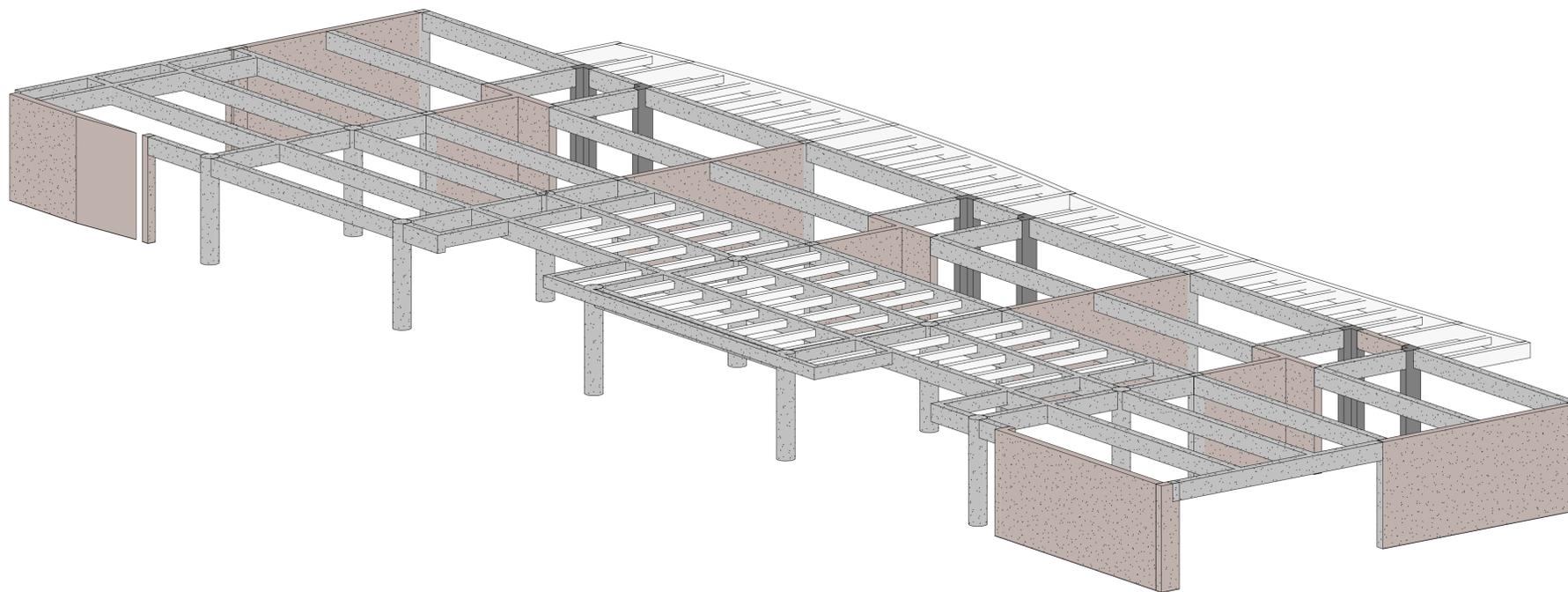


2 Perspectiva

Vigas +8.58						
Recuento	Material estructural	Longitud	Longitud de corte	Nivel de referencia	Volumen	Marca de tipo
64	Hormigón	390.53	370.23	N+8.58	64.38 m³	
<p>ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:</p> <p>1. TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN DADAS EN METROS A NO SER QUE SE ESPECIFIQUE UNA UNIDAD DIFERENTE. 2. SE USARÁ HORMIGÓN CON RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A LA COMPRESIÓN $f_c=210$ kg/cm², Y ACERO DE REFUERZO CALIBRADO EN MILÍMETROS Y LÍMITE DE FLEUENCIA $f_y=4200$ kg/cm². 3. RECUBRIMIENTO MÍNIMO LIBRE = 2.5cm PARA CADENAS, 3cm PARA COLUMNAS, 5cm PARA VIGAS, 5cm PARA LOSAS DE CIMENTACIÓN, PLACAS DE CIMENTACIÓN, MUROS Y ESTRUCTURAS EN CONTACTO CON EL SUELO. 4. LOS TRASLAPES SERÁN AL MENOS DE 40 VECES EL DIÁMETRO DE LA VARILLA. LOS TRASLAPES SUPERIORES SE HARÁN EN EL CENTRO DEL TRAMO Y LOS INFERIORES A UNA DISTANCIA 2H (H=PERALTE DE LA VIGA) DESDE LA CARA DE LA COLUMNA. 5. EL PROCESO DE CONSTRUCCIÓN DEBE CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES ACI PARA HORMIGÓN ESTRUCTURAL. 6. EN LOS CÁLCULOS ESTRUCTURALES SE TOMARON EN CUENTA LAS SIGUIENTES ESPECIFICACIONES Y NORMAS DE LOS SIGUIENTES CÓDIGOS: -ACI-318-14 -NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-15 7. EL MEJORAMIENTO Y REPOSICIÓN DE SUELO DEBERÁ REALIZARSE DE ACUERDO AL ESTUDIO DE SUELOS CON LO CUAL SE DEBERÁ ALCANZAR COMO MÍNIMO LA CAPACIDAD ESPECIFICADA PARA EL SUELO. 8. LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO CONSIDERADA PARA EL DISEÑO ES DE 12 T/m², LO CUAL DEBERÁ SER VERIFICADO EN OBRA PREVIO AL INICIO DE LOS TRABAJOS Y SE DEBERÁ SEGUIR LAS RECOMENDACIONES DEL ESTUDIO DE SUELOS. LAS DIMENSIONES PREVALECE SOBRE LA ESCALA</p>						
<p>TIPOS DE HIERROS:</p>						
<p>ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL FACULTAD DE INGENIERIA EN CIENCIAS DE LA TIERRA</p>						
<p>PROYECTO: COLEGIO ALEMÁN HUMBOLDT SAMBORONDÓN</p>						
<p>CONTENIDO: Implantación de vigas planta +8.58 y perspectiva</p>						
<p>Coordinador de materia integradora: Ing. Miguel Chavez, PhD</p>		<p>Tutores de conocimientos específicos: Ing. Francisco Grau Dis. Int. Carola Zavala Ing. Felipe Cabezas</p>		<p>Estudiantes: Suling Ching Ávalos Sebastián Cevallos López</p>		<p>Fecha de entrega: 11 de enero de 2022</p>
<p>Tutor de área de conocimiento: Ing. Carlos Quishpe MsC</p>				<p>Lamina: E3</p>		<p>Escala: Indicada</p>



1 3. Cubierta N+12.78
1 : 100



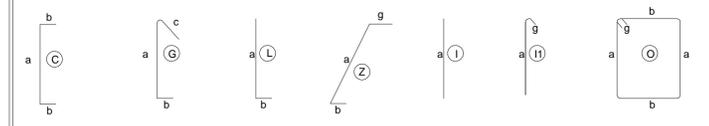
2 Perspectiva - Corte

Vigas +12.78						
Recuento	Material estructural	Longitud	Longitud de corte	Nivel de referencia	Volumen	Marca de tipo
65	Hormigón	458.16	435.16	N+12.78	75.20 m³	

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

- TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN DADAS EN METROS A NO SER QUE SE ESPECIFIQUE UNA UNIDAD DIFERENTE.
- SE USARÁ HORMIGÓN CON RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A LA COMPRESIÓN $f_c=210$ kg/cm², Y ACERO DE REFUERZO CALIBRADO EN MILÍMETROS Y LÍMITE DE FLUENCIA $f_y=4200$ kg/cm².
- RECUBRIMIENTO MÍNIMO LIBRE = 2.5cm PARA CADENAS, 3cm PARA COLUMNAS, 5cm PARA VIGAS, 5cm PARA LOSAS DE CIMENTACIÓN, PLACAS DE CIMENTACIÓN, MUROS Y ESTRUCTURAS EN CONTACTO CON EL SUELO.
- LOS TRASLAPES SERÁN AL MENOS DE 40 VECES EL DIÁMETRO DE LA VARILLA. LOS TRASLAPES SUPERIORES SE HARÁN EN EL CENTRO DEL TRAMO Y LOS INFERIORES A UNA DISTANCIA 2H (H=PERALTE DE LA VIGA) DESDE LA CARA DE LA COLUMNA.
- EL PROCESO DE CONSTRUCCIÓN DEBE CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES ACI PARA HORMIGÓN ESTRUCTURAL.
- EN LOS CÁLCULOS ESTRUCTURALES SE TOMARON EN CUENTA LAS SIGUIENTES ESPECIFICACIONES Y NORMAS DE LOS SIGUIENTES CÓDIGOS:
-ACI-318-14
-NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-15
- EL MEJORAMIENTO Y REPOSICIÓN DE SUELO DEBERÁ REALIZARSE DE ACUERDO AL ESTUDIO DE SUELOS CON LO CUAL SE DEBERÁ ALCANZAR COMO MÍNIMO LA CAPACIDAD ESPECIFICADA PARA EL SUELO.
- LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO CONSIDERADA PARA EL DISEÑO ES DE 12 T/m², LO CUAL DEBERÁ SER VERIFICADO EN OBRA PREVIO AL INICIO DE LOS TRABAJOS Y SE DEBERÁ SEGUIR LAS RECOMENDACIONES DEL ESTUDIO DE SUELOS. LAS DIMENSIONES PREVALECE SOBRE LA ESCALA.

TIPOS DE HIERROS:

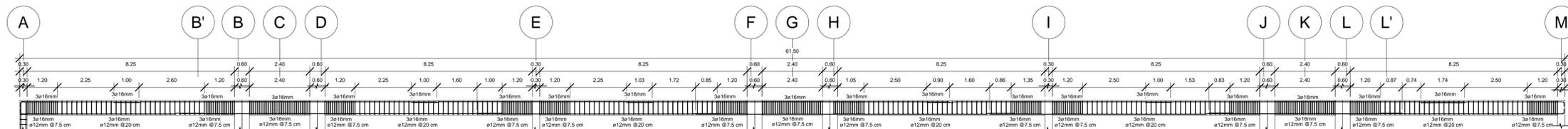


ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
FACULTAD DE INGENIERIA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

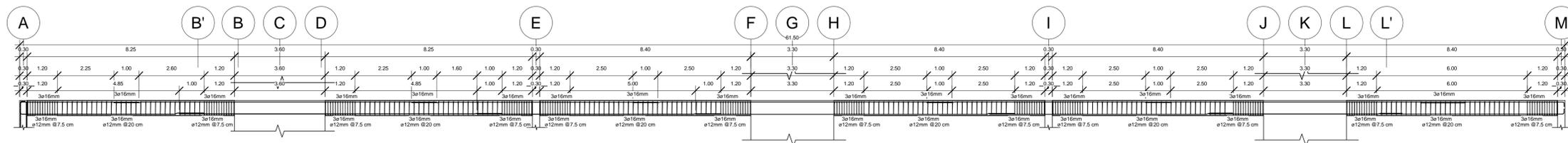
PROYECTO:
COLEGIO ALEMÁN HUMBOLDT SAMBORONDÓN

CONTENIDO:
Implantación vigas +12.78 y perspectiva de corte

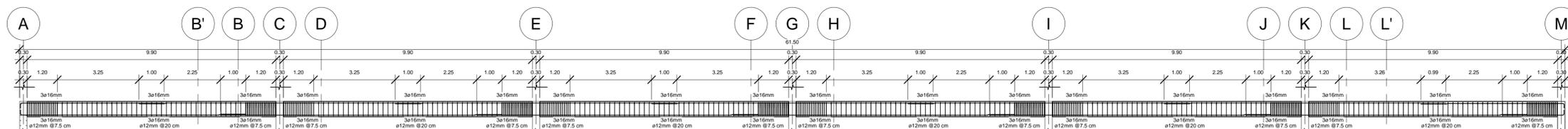
Coordinador de materia integradora: Ing. Miguel Chavez, PhD	Tutores de conocimientos específicos: Ing. Francisco Grau Dis. Int. Carola Zavala Ing. Felipe Cabezas	Estudiantes: Siling Ching Ávalos Sebastián Cevallos López	Fecha de entrega: 11 de enero de 2022
Tutor de área de conocimiento: Ing. Carlos Quishpe MSc		Lamina: E4	Escala: Indicada



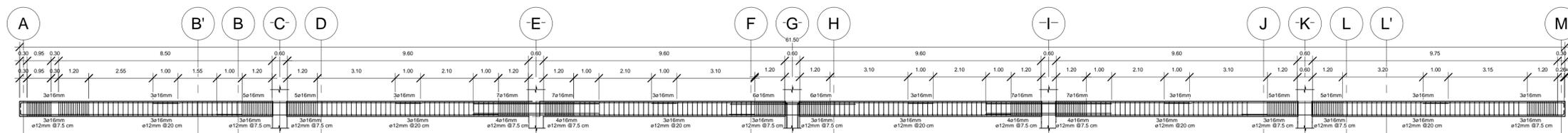
1 Eje 6 +12.78
1 : 100



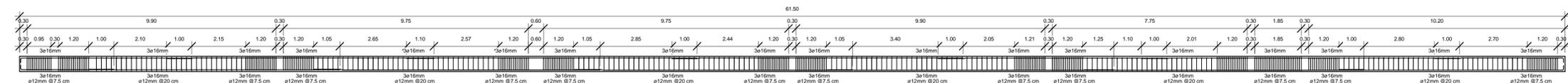
2 Eje 5 +12.78
1 : 100



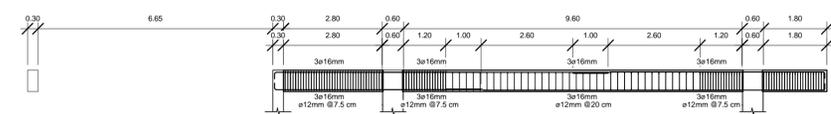
3 Eje 4 +12.78
1 : 100



4 Eje 3 +12.78
1 : 100



5 Eje 2 +12.78
1 : 100



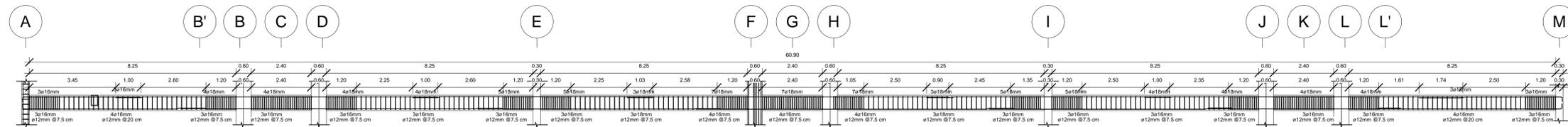
6 Eje 1 +12.78
1 : 100

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
FACULTAD DE INGENIERIA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

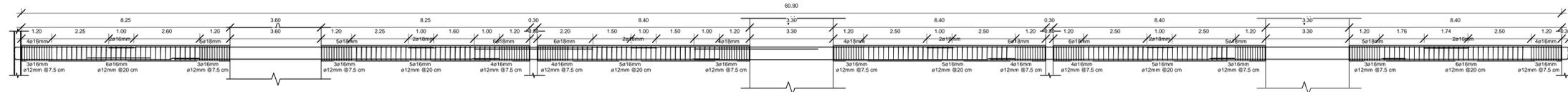
PROYECTO:
COLEGIO ALEMÁN HUMBOLDT SAMBORONDÓN

CONTENIDO:
Detalles vigas longitudinales +12.78

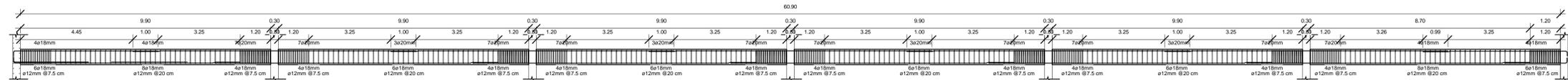
Coordinador de materia integradora: Ing. Miguel Chavez, PhD	Tutores de conocimientos específicos: Ing. Francisco Grau Dis. Int. Carola Zavala Ing. Felipe Cabezas	Estudiantes: Suling Ching Ávalos Sebastián Cevallos López	Fecha de entrega: 11 de enero de 2022
Tutor de área de conocimiento: Ing. Carlos Quispe MsC		Lamina: E5	Escala: Indicada



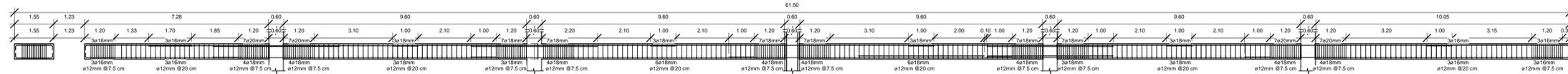
1 Eje 6 +8.58
1 : 100



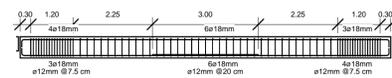
2 Eje 5 +8.58
1 : 100



3 Eje 4 +8.58
1 : 100



4 Eje 3 +8.58
1 : 100

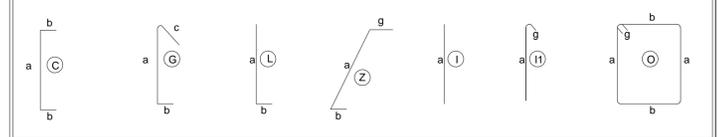


5 Eje 2 +8.58
1 : 100

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

- TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN DADAS EN METROS A NO SER QUE SE ESPECIFIQUE UNA UNIDAD DIFERENTE.
- SE USARÁ HORMIGÓN CON RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A LA COMPRESIÓN $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$, Y ACERO DE REFUERZO CALIBRADO EN MILÍMETROS Y LÍMITE DE FLEUENCIA $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.
- RECUBRIMIENTO MÍNIMO LIBRE = 2.5cm PARA CADENAS, 3cm PARA COLUMNAS, 5cm PARA VIGAS, 5cm PARA LOSAS DE CIMENTACIÓN, PLACAS DE CIMENTACIÓN, MUROS Y ESTRUCTURAS EN CONTACTO CON EL SUELO.
- LOS TRASLAPES SERÁN AL MENOS DE 40 VECES EL DIÁMETRO DE LA VARILLA. LOS TRASLAPES SUPERIORES SE HARÁN EN EL CENTRO DEL TRAMO Y LOS INFERIORES A UNA DISTANCIA 2H (H=PERALTE DE LA VIGA) DESDE LA CARA DE LA COLUMNA.
- EL PROCESO DE CONSTRUCCIÓN DEBE CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES ACI PARA HORMIGÓN ESTRUCTURAL.
- EN LOS CÁLCULOS ESTRUCTURALES SE TOMARON EN CUENTA LAS SIGUIENTES ESPECIFICACIONES Y NORMAS DE LOS SIGUIENTES CÓDIGOS:
-ACI-318-14
-NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-15
- EL MEJORAMIENTO Y REPOSICIÓN DE SUELO DEBERÁ REALIZARSE DE ACUERDO AL ESTUDIO DE SUELOS CON LO CUAL SE DEBERÁ ALCANZAR COMO MÍNIMO LA CAPACIDAD ESPECIFICADA PARA EL SUELO.
- LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO CONSIDERADA PARA EL DISEÑO ES DE 12 T/m^2 , LO CUAL DEBERÁ SER VERIFICADO EN OBRA PREVIO AL INICIO DE LOS TRABAJOS Y SE DEBERÁ SEGUIR LAS RECOMENDACIONES DEL ESTUDIO DE SUELOS. LAS DIMENSIONES PREVALECE SOBRE LA ESCALA

TIPOS DE HIERROS:

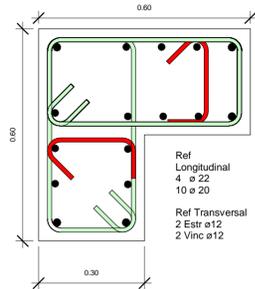


ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
FACULTAD DE INGENIERIA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

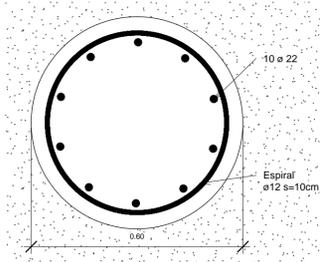
PROYECTO:
COLEGIO ALEMÁN HUMBOLDT SAMBORONDÓN

CONTENIDO:
Detalles longitudinales vigas +8.58

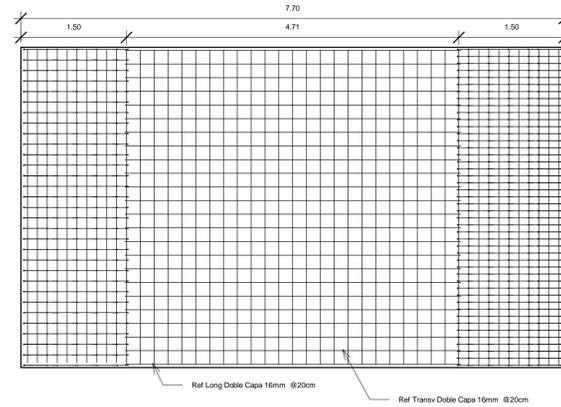
Coordinador de materia integradora: Ing. Miguel Chavez, PhD	Tutores de conocimientos específicos: Ing. Francisco Grau Dis. Int. Carola Zavala Ing. Felipe Cabezas	Estudiantes: Suling Ching Ávalos Sebastián Cevallos López	Fecha de entrega: 11 de enero de 2022
Tutor de área de conocimiento: Ing. Carlos Quishpe MsC		Lamina: E8	Escala: Indicada



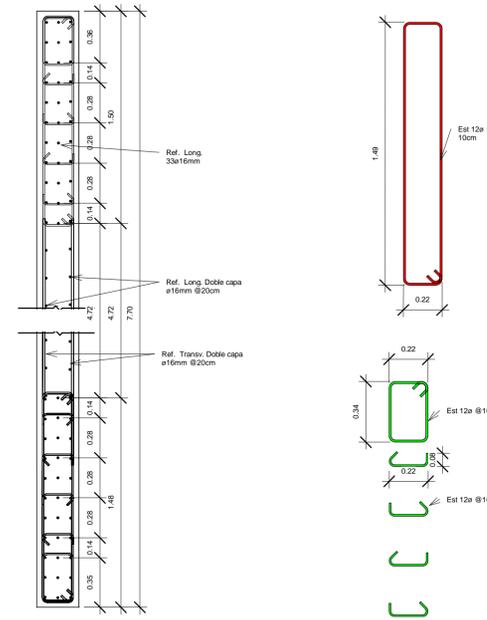
7 Sección Col L
1 : 10



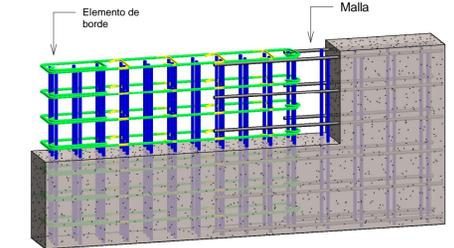
6 Sección D60
1 : 10



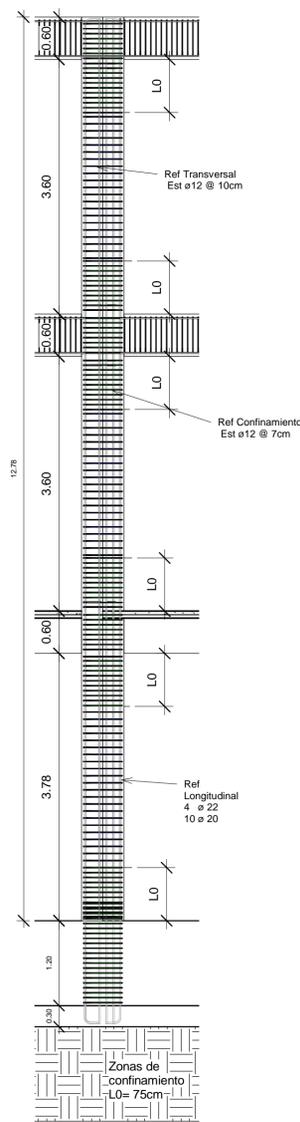
3 Muro - Elevación
1 : 50



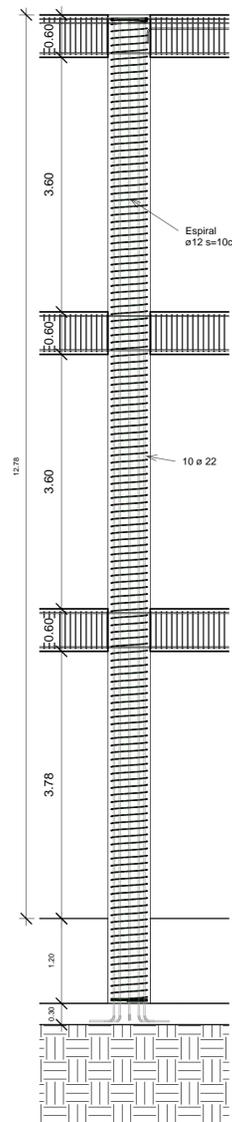
1 Muro Detalle planta
1 : 25



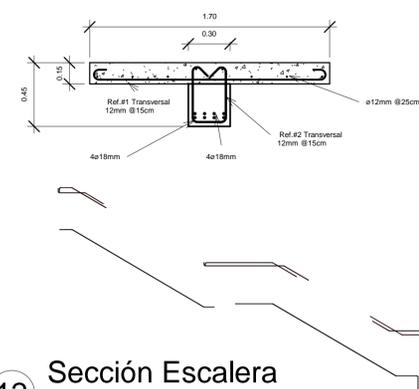
2 Detalle muro



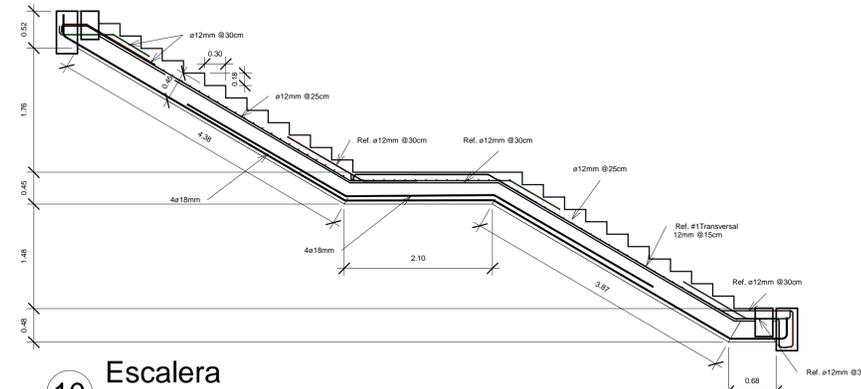
8 Columna L Alzado
1 : 50



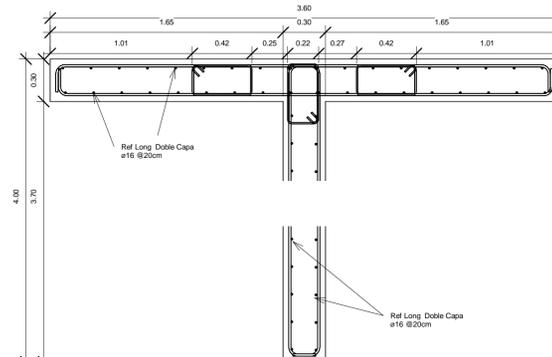
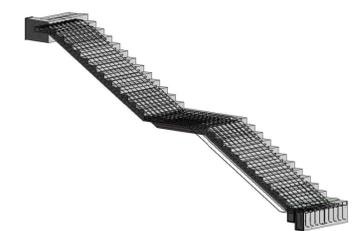
9 Columna D60
1 : 50



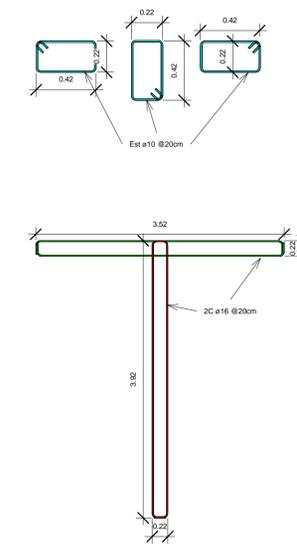
12 Sección Escalera
1 : 25



10 Escalera
1 : 50

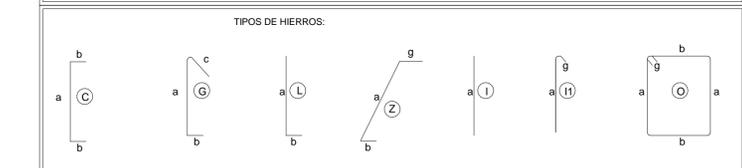


5 Muro T - Planta
1 : 25



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

- TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN DADAS EN METROS A NO SER QUE SE ESPECIFIQUE UNA UNIDAD DIFERENTE.
- SE USARÁ HORMIGÓN CON RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A LA COMPRESIÓN $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$, Y ACERO DE REFUERZO CALIBRADO EN MILÍMETROS Y LÍMITE DE FLUENCIA $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.
- RECUBRIMIENTO MÍNIMO LIBRE = 2.5cm PARA CADENAS, 3cm PARA COLUMNAS, 5cm PARA VIGAS, 5cm PARA LOSAS DE CIMENTACIÓN, PLACAS DE CIMENTACIÓN, MUROS Y ESTRUCTURAS EN CONTACTO CON EL SUELO.
- LOS TRASLAPES SERÁN AL MENOS DE 40 VECES EL DIÁMETRO DE LA VARILLA. LOS TRASLAPES SUPERIORES SE HARÁN EN EL CENTRO DEL TRAMO Y LOS INFERIORES A UNA DISTANCIA 2H (H=PERALTE DE LA VIGA) DESDE LA CARA DE LA COLUMNA.
- EL PROCESO DE CONSTRUCCIÓN DEBE CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES ACI PARA HORMIGÓN ESTRUCTURAL.
- EN LOS CÁLCULOS ESTRUCTURALES SE TOMARON EN CUENTA LAS SIGUIENTES ESPECIFICACIONES Y NORMAS DE LOS SIGUIENTES CÓDIGOS:
 - ACI-318-14
 - NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-15
- EL MEJORAMIENTO Y REPOSICIÓN DE SUELO DEBERÁ REALIZARSE DE ACUERDO AL ESTUDIO DE SUELOS CON LO CUAL SE DEBERÁ ALCANZAR COMO MÍNIMO LA CAPACIDAD ESPECIFICADA PARA EL SUELO.
- LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO CONSIDERADA PARA EL DISEÑO ES DE 12 T/m^2 LO CUAL DEBERÁ SER VERIFICADO EN OBRA PREVIO AL INICIO DE LOS TRABAJOS Y SE DEBERÁ SEGUIR LAS RECOMENDACIONES DEL ESTUDIO DE SUELOS. LAS DIMENSIONES PREVALECE SOBRE LA ESCALA.



ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL FACULTAD DE INGENIERIA EN CIENCIAS DE LA TIERRA			
PROYECTO: COLEGIO ALEMÁN HUMBOLDT SAMBORONDÓN			
CONTENIDO: Secciones muros, columnas y escaleras			
Coordinador de materia integradora: Ing. Miguel Chavez, PhD	Tutores de conocimientos específicos: Ing. Francisco Grau Dis. Int. Carola Zavala Ing. Felipe Cabezas	Estudiantes: Suling Ching Ávalos Sebastián Cevallos López	Fecha de entrega: 11 de enero de 2022
Tutor de área de conocimiento: Ing. Carlos Quishpe MsC		Lamina: E9	Escala: Indicada