



# UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

EVALUACIÓN SISMO RESISTENTE DE UNA VIVIENDA DE DOS  
PLANTAS DE HORMIGÓN ARMADO UBICADA EN EL CANTÓN EL  
GUABO

ARMIJOS ORDOÑEZ LUIS ALCIVAR  
INGENIERO CIVIL

MACHALA  
2020



# UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

EVALUACIÓN SISMO RESISTENTE DE UNA VIVIENDA DE DOS  
PLANTAS DE HORMIGÓN ARMADO UBICADA EN EL CANTÓN  
EL GUABO

ARMIJOS ORDOÑEZ LUIS ALCIVAR  
INGENIERO CIVIL

MACHALA  
2020



# UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

EXAMEN COMPLEXIVO

EVALUACIÓN SISMO RESISTENTE DE UNA VIVIENDA DE DOS PLANTAS DE  
HORMIGÓN ARMADO UBICADA EN EL CANTÓN EL GUABO

ARMIJOS ORDOÑEZ LUIS ALCIVAR  
INGENIERO CIVIL

ZARATE ENCALADA JOSE MARCELO

MACHALA, 20 DE FEBRERO DE 2020

MACHALA  
20 de febrero de 2020

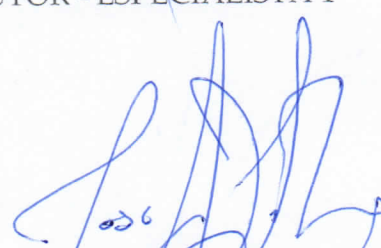
**Nota de aceptación:**

Quienes suscriben, en nuestra condición de evaluadores del trabajo de titulación denominado EVALUACIÓN SISMO RESISTENTE DE UNA VIVIENDA DE DOS PLANTAS DE HORMIGÓN ARMADO UBICADA EN EL CANTÓN EL GUABO, hacemos constar que luego de haber revisado el manuscrito del precitado trabajo, consideramos que reúne las condiciones académicas para continuar con la fase de evaluación correspondiente.



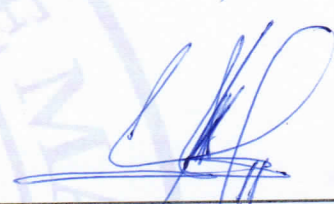
---

ZARATE ENCALADA JOSE MARCELO  
0701790057  
TUTOR - ESPECIALISTA 1



---

ORDÓÑEZ FERNÁNDEZ JOSÉ LUIS  
0703830646  
ESPECIALISTA 2



---

AÑAZCO CAMPOVERDE GILBERT ADRIAN  
0704619618  
ESPECIALISTA 3

Fecha de impresión: miércoles 19 de febrero de 2020 - 16:03

# EVALUACIÓN SISMO RESISTENTE DE UNA VIVIENDA DE DOS PLANTAS DE HORMIGÓN ARMADO UBICADA EN EL CANTÓN EL GUABO

*por* Luis Alcivar Armijos Ordóñez

---

**Fecha de entrega:** 12-feb-2020 11:49a.m. (UTC-0500)

**Identificador de la entrega:** 1256194360

**Nombre del archivo:**

DOS\_PLANTAS\_DE\_HORMIG\_N\_ARMADO\_UBICADA\_EN\_EL\_CANT\_N\_EL\_GUABO.pdf (5.01M)

**Total de palabras:** 679

**Total de caracteres:** 3638

## CLÁUSULA DE CESIÓN DE DERECHO DE PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO DIGITAL INSTITUCIONAL

El que suscribe, ARMIJOS ORDOÑEZ LUIS ALCIVAR, en calidad de autor del siguiente trabajo escrito titulado EVALUACIÓN SISMO RESISTENTE DE UNA VIVIENDA DE DOS PLANTAS DE HORMIGÓN ARMADO UBICADA EN EL CANTÓN EL GUABO, otorga a la Universidad Técnica de Machala, de forma gratuita y no exclusiva, los derechos de reproducción, distribución y comunicación pública de la obra, que constituye un trabajo de autoría propia, sobre la cual tiene potestad para otorgar los derechos contenidos en esta licencia.

El autor declara que el contenido que se publicará es de carácter académico y se enmarca en las disposiciones definidas por la Universidad Técnica de Machala.

Se autoriza a transformar la obra, únicamente cuando sea necesario, y a realizar las adaptaciones pertinentes para permitir su preservación, distribución y publicación en el Repositorio Digital Institucional de la Universidad Técnica de Machala.

El autor como garante de la autoría de la obra y en relación a la misma, declara que la universidad se encuentra libre de todo tipo de responsabilidad sobre el contenido de la obra y que asume la responsabilidad frente a cualquier reclamo o demanda por parte de terceros de manera exclusiva.

Aceptando esta licencia, se cede a la Universidad Técnica de Machala el derecho exclusivo de archivar, reproducir, convertir, comunicar y/o distribuir la obra mundialmente en formato electrónico y digital a través de su Repositorio Digital Institucional, siempre y cuando no se lo haga para obtener beneficio económico.

Machala, 20 de febrero de 2020



ARMIJOS ORDOÑEZ LUIS ALCIVAR  
0705262210

## **DEDICATORIA**

El presente trabajo investigativo lo dedico principalmente a Dios, por ser el inspirador y darme fuerza para continuar en este proceso de obtener uno de los anhelos más deseados.

A mi madre, por su amor, trabajo y sacrificio en todos estos años, gracias a ella he logrado llegar hasta aquí y convertirme en lo que soy. Ha sido el orgullo y el privilegio de ser su hijo, es la mejor madre.

A mis hermanos por estar siempre presentes, acompañándome y por el apoyo moral, que me brindaron a lo largo de esta etapa de mi vida.

A todas las personas que me han apoyado y han hecho que el trabajo se realice con éxito en especial a aquellos que me abrieron las puertas y compartieron sus conocimientos.

## **AGRADECIMIENTO**

Mis sinceros agradecimientos:

Son principalmente a Dios por darme entendimiento en las diferentes tareas que tuve que realizar por guiarme para tomar buenas decisiones y así poder resolver cualquier problema u obstáculo que se me presente en mi vida además por bendecirme por los días que me da de vida, a mis padres por inculcarme buenos valores desde pequeño por guiarme constantemente en mi vida ética y moral en ayudarme a ser la persona que soy por darme el amor, la comprensión y apoyo constante que solo los padres pueden otorgar, también a buenas personas que han estado junto a mi constantemente para poder realizar este informe, a la universidad técnica de Machala por brindarme los conocimientos para mi formación profesional por último a mi tutor que me pudo dar las guías que necesitaba para concluir mi carrera universitaria

Muchas gracias por las experiencias aprendidas cosas que siempre las llevare presente en mi desempeño profesional.



## RESUMEN

El presente trabajo plantea evaluar el diseño de una vivienda unifamiliar de dos plantas que fue diseñada bajo normas reglamentarias previo a su etapa de construcción y que se encuentra en la ciudad de El Guabo; esto para comprobar el cumplimiento de la Norma Ecuatoriana de la Construcción actual y verificar la posibilidad de un reforzamiento estructural.

La investigación inicia con la recopilando los documentos de diseño (planos, memorias técnicas, etc.) que fueron aprobados para la construcción de la vivienda; para luego verificar en sitio el haber cumplido los mismos durante el proceso constructivo.

Posteriormente se analizó el estado del arte del tema y se recopiló información técnica en las fuentes más relevantes que proporcionarán la guía necesaria para nuestro estudio. Además, se realizó una descripción preliminar de las características de la estructura que define las dimensiones que se utilizan en el análisis y diseño de la misma.

Se realizó el modelado y posterior análisis estructural bajo el método de diseño basado en fuerzas, con la implementación de software especializado que definió las principales fuerzas resultantes ante cargas de diseño que la norma solicita. Luego se efectuó el diseño estructural de los elementos con el método de diseño por resistencia que solicita la norma NEC-SE-HM (Estructuras de hormigón armado).

Finalmente se comparó el diseño realizado con el estado actual de la estructura, para dar un diagnóstico sismorresistente que contestó las interrogantes del cumplimiento normativo y la posible necesidad de un reforzamiento estructural, planteándose los resultados y conclusiones del estudio.

**Palabras Clave:** vulnerabilidad estructural, reforzamiento, diseño sismo resistente, evaluación de estructuras, análisis, vivienda, sismo, riesgo sísmico.

## ABSTRACT

The present work proposes to evaluate the design of a two-story single-family home that was designed under regulatory standards prior to its construction stage and that is located in the city of El Guabo; This is to verify compliance with the current Ecuadorian Construction Standard and verify the possibility of structural reinforcement.

The investigation begins with the compilation of the design documents (plans, technical reports, etc.) that were approved for the construction of the house; to then verify on site having complied with them during the construction process.

Subsequently, the state of the art of the subject was analyzed and technical information was collected in the most relevant sources that would provide the necessary guidance for our study. In addition, a preliminary description was made of the characteristics of the structure where the dimensions used in the analysis and design of the structure are defined.

Modeling and subsequent structural analysis was performed under the force-based design method, with the implementation of specialized software that defined the main forces resulting from design loads that the standard requests. The structural design of the elements was then carried out with the resistance design method requested by the NEC\_SE\_HM\_ (Reinforced concrete structures) standard.

Finally, the design made was compared with the current state of the structure, to give a seismic-resistant diagnosis that answered the question of the possible need for structural reinforcement, considering the results and conclusions of the study.

**Keywords:** structural vulnerability, reinforcement, seismic-resistant design, evaluation of structures, analysis, housing, earthquake, seismic risk.

## ÍNDICE

<b>DEDICATORIA</b>	<b>1</b>
<b>AGRADECIMIENTO</b>	<b>2</b>
<b>RESUMEN</b>	<b>3</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>4</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>6</b>
1.1 Objetivos de la investigación	7
1.1.1 Objetivo General	8
1.1.2 Objetivos Específicos	8
<b>DESARROLLO DEL ESTUDIO</b>	<b>8</b>
2.1 Antecedentes	8
2.1.1 Vivienda sismorresistente	9
2.2.2 Norma ecuatoriana de construcción	10
2.2.3 Normas municipales	10
2.2.4 Comparativa de Requisitos normativos	11
2.2 Presentación del problema	11
2.3 Descripción del sistema estructural actual	12
2.4 Dimensiones de elementos estructurales	13
2.5 Análisis estructural	13
2.5.1 Determinación de cargas	14
2.5.1.1 Carga Muerta(D)	14
2.5.1.2 Cargas vivas(L)	14
2.5.1.3 Combinaciones de carga	15
2.5.1.4 Espectro de diseño	15
2.5.1.5 Modelado de estructura	15
2.5.2 Resultados del análisis	16
2.5.2.1 Comprobación de periodo de la estructura	16
2.5.2.2 Peso de la estructura	16
2.5.2.3 Cortante basal	16
2.5.2.4 Derivas máximas de piso	16
2.5.2.5 Momentos cortantes y flexionantes en pórticos	16
2.6 Diseño estructural	17
2.6.1 Diseño de pórticos (Vigas, columnas, zapatas)	17

2.6.2	Diseño de losa entrepiso	17
2.6.3	Comparativa de resultados	17
	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>18</b>
	<b>RECOMENDACIONES</b>	<b>19</b>
	<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>19</b>
	<b>ANEXOS</b>	<b>21</b>
6.1	Anexo 1 – Requisitos de normativa	21
6.2	Anexo 2 – Metrado detallado de cargas	22
6.3	Anexo 3 – Determinación de espectro de diseño	24
6.4	Anexo 4 – Modelado de estructura	25
6.5	Anexo 5 – Momentos en pórtico con mayor carga	26
6.6	Anexo 6 - Diseño de columnas	28
6.7	Anexo 7 - Diseño de zapatas	30
6.8	Anexo 8 – Diseño de vigas	34
6.9	Anexo 8 – Diseño de losa	36

## 1. INTRODUCCIÓN

En los últimos años se han presentado una serie de eventos sísmicos que representan peligro para las obras de infraestructura. Lo que demuestra la naturaleza sísmica de nuestra zona, y solicita un grado considerable de responsabilidad en los procesos de diseño y posterior construcción de obras civiles.

Ecuador es un país con un alto riesgo sísmico, debido a encontrarse asentado geográficamente entre la placa Nazca y la Sudamericana. Debido a la subducción de estas placas a lo largo de las costas del Pacífico, se libera la mayor parte de la energía sísmica del planeta en forma de terremotos. En consecuencia, los estudios del IGEPN descritos en [1] indican que se han presentado al menos 9 eventos sísmicos de magnitud mayor a 5 Mw, desde el año 1925.

El último sismo devastador en nuestro país, nos demostró que no estamos preparados adecuadamente para tales eventos. El terremoto del 16 de abril de 2016, de magnitud 7.8 Mw, con epicentro en Pedernales, dejó 670 fallecidos y miles de afectados en las poblaciones de Pedernales, Manta, Portoviejo, Canoa, Jama y Bahía de Caráquez[2].

El principal problema con la construcción de edificaciones en nuestro país, se vio reflejado durante los estudios de sitio realizados posterior al sismo. La falta de control por parte de nuestros gobiernos locales, y la irresponsabilidad técnica de nuestros profesionales, conlleva al incumplimiento de la normativa técnica vigente lo que reflejó situaciones alarmantes en los procesos constructivos de todo tipo de edificios. La vivienda unifamiliar paradójicamente tiene el historial más corto de análisis previo a su construcción; pese a ser la edificación histórica más usada por la humanidad, se construye de manera informal sin una responsabilidad técnica real[3]. A pesar de existir una serie de reglamentos tanto nacionales como internacionales, que regulan el diseño y construcción de dichas viviendas, la construcción informal, refiriendo la construcción sin asistencia técnica, es la más utilizada en nuestro país.

El desarrollo de este trabajo pretende analizar de primera mano el cumplimiento de las normativas vigentes, para lo cual se escogió una edificación unifamiliar de dos plantas, ubicada en la ciudad de El Guabo, que cuenta con planos aprobados por el respectivo GAD municipal e ilustran su sistema arquitectónico, estructural y de infraestructura sanitaria.

Después de ser evaluada sus características estructurales, la vivienda deberá ser diseñada de acuerdo a la normativa NEC\_SE\_HM\_ (Estructuras de hormigón armado), y posteriormente se comparará con las características encontradas en la construcción actualmente implantada. De ser necesario se plantearía un reforzamiento estructural que alcance el cumplimiento de la norma y catalogue la estructura como sismorresistente.

## **1.1 Objetivos de la investigación**

### **1.1.1 Objetivo General**

Realizar el diseño estructural sismorresistente de una vivienda escogida para el análisis, siguiendo los lineamientos de la NEC\_SE\_HM\_ (Estructuras de hormigón armado), para comprobar que el diseño actual cumpla con los requerimientos de la normativa de construcción vigente, y plantear posibles reforzamientos estructurales en caso de ser necesarios.

### **1.1.2 Objetivos Específicos**

- Recopilar las características del sistema estructural de la vivienda escogida, a través de los planos otorgados por el propietario.
- Realizar el análisis y diseño sismorresistente de la vivienda, basado en la norma NEC\_SE\_HM\_ (Estructuras de hormigón armado)
- Comprobar el cumplimiento de la Norma Ecuatoriana de Construcción en la vivienda del análisis, en comparación con el diseño realizado por nuestro estudio, y determinar la posibilidad de un reforzamiento estructural.

## 2. DESARROLLO DEL ESTUDIO

### 2.1 Antecedentes

Se podría pensar que los eventos sísmicos de Ecuador y Perú serían parecidos debido a ser países vecinos, más existe notable diferencia entre ambos. Mientras Perú posee una actividad sísmica constante, en Ecuador se produce lo llamado “silencio sísmico”, teniendo periodos de inactividad sísmica muy largos, reactivándose al menos cada 50 años con grandes sismos de magnitudes cercanas a 8 grados en la escala de Richter, y a inicios de siglo con intensidades 35 veces más grandes[4].

Según[5], el desastre no es el resultado de un terremoto de gran magnitud, sino los efectos de ese terremoto y las condiciones de los sitios que afecta. La magnitud del riesgo que las poblaciones pueden experimentar debido a los terremotos y otros peligros, es función de la probabilidad de peligro grave y también de su vulnerabilidad.

Según los datos de la afectación producida por el terremoto de Pedernales el pasado 16 de abril de 2016; a nivel nacional hubo 671 personas fallecidas, 69 mil edificaciones afectadas, 20273 de estas se consideran habitables, 27047 recuperables y 22015 se reconstruirán. Además, muchas edificaciones esenciales sufrieron severos daños tal es el caso de 51 centros de salud, 875 colegios y 11 universidades[6][7].

Dada esta situación, es notable que en Ecuador es necesaria una concientización de la importancia de una adecuada “resiliencia” ante el desastre, que trata de incorporar en la comunidad la capacidad de adaptarse, resistir y cambiar para alcanzar y mantener un nivel aceptable de funcionamiento ante desastres naturales de toda índole, reduciendo la vulnerabilidad de la población ante tales eventos.

### **2.1.1 Vivienda sismorresistente**

La prevención de daños por desastres naturales, plantea que prácticamente ninguna región del planeta está exenta de los mismos, siendo nuestro país uno de los que posee un alto riesgo sísmico, los proyectistas estructurales deben plantear niveles de detalle y control de requerimientos estructurales suficientes como para que sus diseños sean catalogados sismo resistentes[8].

El concepto de sismo resistencia en una vivienda plantea que la estructura resista sin colapso los movimientos horizontales y verticales producidos por un sismo de diseño, con una probabilidad de ser excedido de 10% en 50 años, para un sismo de recurrencia de 475 años[9].

La filosofía de diseño sismo resistente tiene como prioridad proteger la integridad de los habitantes de la estructura, por encima de consideraciones de conveniencia económica o de métodos constructivos, asegurando así que no correrán peligro alguno al momento de un evento sísmico, permitiendo evacuar con tranquilidad durante el mismo.

### **2.2.2 Norma ecuatoriana de construcción.**

El sector de la construcción en nuestro país es regido bajo la Norma Ecuatoriana de la Construcción(NEC) que se divide en capítulos dedicados a los aspectos más importantes del diseño y construcción de obras de edificación. En cuanto a la construcción de vivienda, las norma NEC en su capítulo NEC-SE-VIVIENDA plantea seguir sus requerimientos para estructuras de edificación con las siguientes características:

- Máximo 2 niveles con luces limitadas hasta 5 metros
- Altura de 8 metros desde el suelo a la cumbrera de una cubierta inclinada
- Altura de entresijos no debe exceder los 3 metros.



Para toda edificación con características más allá de estas limitaciones, deberá diseñarse basado en NEC\_SE\_HM\_ (Estructuras de hormigón armado)[10].

Nuestra vivienda unifamiliar de dos pisos, con una altura de entrepiso de 3.24 metros y altura total hasta la cumbre de cubierta de 7.84 metros, lo que nos indica que no podrá diseñarse con el capítulo de la norma dedicada a vivienda, debido a su altura de entrepiso superior a la permitida por NEC-SE-VIVIENDA. Para esto la normativa plantea seguir el diseño en base a las recomendaciones de NEC\_SE\_HM\_ (Estructuras de hormigón armado).

### **2.2.3 Normas municipales**

Los gobiernos autónomos descentralizados, que se encargan de emitir la reglamentación urbanística para la construcción de proyectos de vivienda de acuerdo a la zona de implantación. Nuestra vivienda de estudio se encuentra ubicada dentro del rango urbano de la ciudad de El Guabo, donde se plantean normas urbanísticas delimitando la zona de implantación acorde con lo estipulado en la NEC.

### **2.2.4 Comparativa de Requisitos normativos**

Para una percepción más amplia, es necesario plantear una comparativa dentro de los requisitos solicitados por las distintas normas y las características encontradas en nuestra estructura. Para ello se presenta en anexos la Tabla 1 con los datos recopilados.

## **2.2 Presentación del problema**

La vulnerabilidad estructural de las edificaciones es el factor responsable de la destrucción de cientos de edificaciones a nivel global durante eventos catastróficos. Dicha vulnerabilidad depende de un rango amplio de factores tales como el sitio de implantación de la edificación, los métodos de diseño inadecuados.

Según la EIRD en [11], la vulnerabilidad es definida como “las características y circunstancias de una comunidad, sistema o bien que los hace susceptibles a los efectos dañinos de una amenaza”. EIRD también plantea en [12] que en los últimos años los desastres naturales más mortíferos con pérdidas económicas considerables han sido los terremotos.

El sismo de Pedernales en abril de 2016 nos demostró la vulnerabilidad sísmica elevada que poseen nuestros edificios. Los estudios realizados en las zonas afectadas demostraron el incumplimiento normativo y la falta de criterio técnico en el proceso constructivo. Una serie de patologías estructurales expuestas en [13] fueron encontradas, tales como:

- Falta de rigidez por construcciones en suelos saturados,
- Inestabilidad por patología “columna débil-viga fuerte”
- Traslapos de refuerzo longitudinal en columnas al mismo nivel o en nudos,
- Estribos insuficientes en zonas de confinamiento y nudos
- Pisos blandos a nivel de pisos inferiores y superiores
- y en mayor proporción daños por falla de columna corta

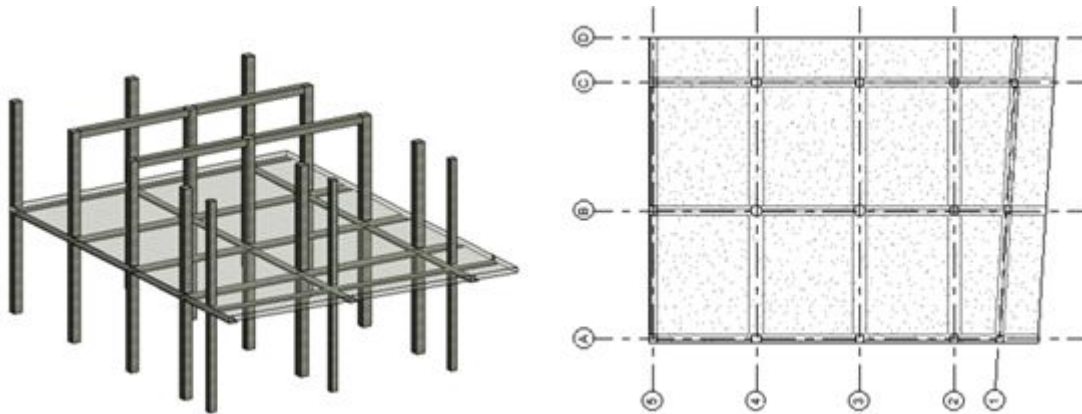
El presente trabajo, aborda la pregunta, ¿Se respetan las normas constructivas en las construcciones de vivienda? Para responder esta interrogante se plantea un análisis de la vulnerabilidad de nuestra estructura, de acuerdo a las normas de edificación usadas en la época en la cual fue construida, con la finalidad de determinar el riesgo ante posibles eventos sísmicos futuros y plantear la prevención mediante un reforzamiento estructural de ser necesario.

### **2.3 Descripción del sistema estructural actual**

La vivienda escogida para el análisis, presenta el sistema estructural más comúnmente utilizado en nuestro medio, que se compone de pórticos de hormigón armado, integrado por columnas y vigas banda estructurales junto a una losa nervada aligerada de entrepiso.

Su configuración en planta se basa en 5 ejes de vigas transversales (1,2,3,4,5) por 3 ejes de vigas longitudinales (A, B, C) con un volado al frente y lateral derecho. Para el análisis de la estructura se tomará en cuenta la irregularidad estructural en cuanto a los pórticos en el piso superior, habiendo solamente dos pórticos con vigas de enlace superiores.

Fig. 1 – Configuración estructural de edificación



Fuente: Elaborado por Luis Armijos O.

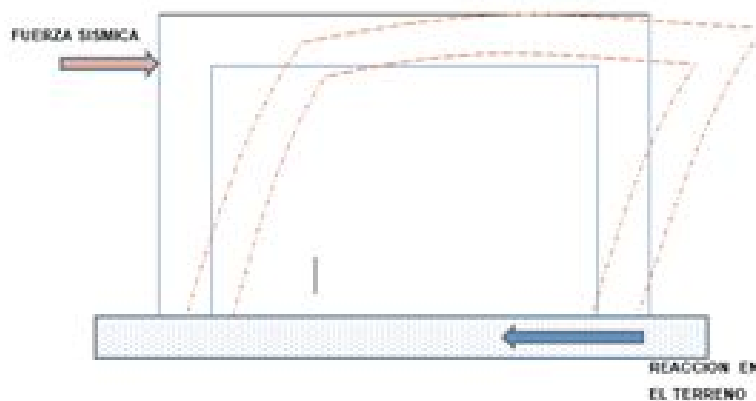
## 2.4 Dimensiones de elementos estructurales

Elemento	Nivel	Estado actual	Requisitos NEC–SE–HM
Columnas	PB	12x (25x25 cm) + 3x (20x20 cm)	15x(30x30 cm)
	P1	12x (25x25 cm) + 3x (20x20 cm)	15x(30x30 cm)
Vigas de entepiso	PB	Vigas planas (40x20 cm)	Vigas peraltadas (30x25 cm)
	P1	Vigas transv. (20x20 cm)	Vigas peraltadas (25x25 cm)
Losa aligerada	P1	Losa aligerada 20 cm	Losa aligerada 20 cm

## 2.5 Análisis estructural

La norma NEC \_SE\_ HM plantea seguir las recomendaciones del método de diseño basado en fuerzas, que consiste en verificar la resistencia lateral de la estructura ante la demanda del sismo de diseño. Para el caso de viviendas que siguen la norma NEC-VIVIENDA, no es necesario el análisis de derivas de piso. Se utilizará la asistencia de software especializado para el análisis estructural, para facilitar el proceso de cálculo.

Fig. 2 - Reacción de pórtico al sismo



Fuente: Elaborado por Luis Armijos O.

### 2.5.1 Determinación de cargas

#### 2.5.1.1 Carga Muerta(D)

Llamadas también cargas permanentes, aquellas cuyo peso está afectado por la gravedad y actuando constantemente sobre la estructura. El procedimiento de cálculo de estas cargas está indicado en anexos “Datos para cargas de edificaciones”

- · Peso propio de losa : 3.31 kN/m<sup>2</sup>
- · Peso de acabados : 1.00 kN/m<sup>2</sup>
- · Peso de mampostería : 0.92 kN/m<sup>2</sup>

### 2.5.1.2 Cargas vivas(L)

En NEC\_SE\_CG se denomina carga viva a las conformadas por pesos de personas, muebles, equipos, y accesorios móviles temporales, que presentan una aplicación variable de carga en el tiempo.

Tabla 1 - Tabla de cargas vivas

CATEGORIA	NEC-15		
	CARGA UNIFORME		REFERENCIA
	(KN/m2)	(kg/m2)	
Residencias	2	200	NEC-SE-CG: Seccion 4.2.1, Tabla 9
Garajes	2	500	
Cubiertas	1	100	

Fuente: Elaborado por Luis Armijos O. – Basado en NEC-SE-CG

### 2.5.1.3 Combinaciones de carga

Se pueden usar combinaciones de carga mostradas en la sección 3.4.3 de la NEC-SE-CG-2015

Tabla 2 - Combinaciones de carga NEC-2015

TIPO	NEC-SE-CG-2015 sección: 3.4.3	
Combinación 1	U =	1.4D
Combinación 2	U =	1.2D + 1.6L + 0.5 max (L <sub>r</sub> ; S; D)
Combinación 3	U =	1.2D + 1.6 max (L <sub>r</sub> ;S;D) + max (L; 0.5W)
Combinación 4	U =	1.2D + 1.0W + L + 0.5 max (L <sub>r</sub> ; S; D)
Combinación 5	U =	1.2D + 1.0E + L + 0.2S
Combinación 6	U =	0.9D + 1.0W
Combinación 7	U =	0.9D + 1.0E

Fuente: NEC-SE-CG

### 2.5.1.4 Espectro de diseño

Se puede determinar el espectro de diseño en aceleración  $S_a(T)$  a partir del PGA el cual será definido a partir del factor Z, dado en NEC-SE-DS. En el Anexo 3 podemos observar detalladamente el proceso de obtención del espectro.

### 2.5.1.5 Modelado de estructura

Posterior a la obtención de datos necesarios, la estructura es modelada en software especializado y se procede con el análisis para determinar las fuerzas de diseño. Se enlista el procedimiento de modelado en las gráficas del Anexo 3.

### 2.5.2 Resultados del análisis

#### 2.5.2.1 Comprobación de periodo de la estructura

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$C_t$	0,055
$\alpha$	0,9
$h_n$	7,84

Método 1	Método 2(ETBS)	M2 < Tt+30%	
0,351	0,342	0,456	CORRECTO

#### 2.5.2.2 Peso de la estructura

La estructura modelada en software nos indica un peso de 942.68 KN, que nos servirá para calcular la fuerza de corte en la base de la misma.

#### 2.5.2.3 Cortante basal

La sección 6.3.2 de NEC-SE-DS, nos indica que se calculará el cortante basal de diseño V de la estructura con la siguiente fórmula.

#### 2.5.2.4 Derivas máximas de piso

La NEC-SE-DS en su apartado 4.2.2 indica que, para una estructura conformada de hormigón armado, la deriva máxima permitida será del 2% de la altura de piso.

Tabla 3 - Derivas obtenidas

	ELASTICA	$\Delta_{yi}$	
$\Delta_{Y1}$	0,00289	0,65%	CORRECTO menor al 2%
$\Delta_{Y2}$	0,00248	0,56%	CORRECTO menor al 2%

Fuente: Elaborado por Luis Armijos O. – Basado en NEC-SE-CG

### **2.5.2.5 Momentos cortantes y flexionantes en pórticos**

Los momentos de diseño para los elementos estructurales son presentados en el anexo 4, donde se toma el pórtico con mayor carga reactiva de toda la estructura para diseñar un elemento general.

## **2.6 Diseño estructural**

Para nuestro diseño se plantea una estructura con pórticos basados en los requisitos de la NEC-SE-HM, la cual no permite columnas de menor dimensión a 30 cm y vigas con un ancho  $b$  menor a 25 cm. La estructura aperticada diseñada cumple con los requisitos planteados, con columnas de 30 cm en ambos pisos, y la propuesta de vigas con ligero peralte de 25x30cm en la losa de entrepiso, además de vigas de 25x25 cm en el piso superior que ayudaran a resistir las irregularidades torsionales propias de la configuración de la estructura.

### **2.6.1 Diseño de pórticos (Vigas, columnas, zapatas)**

El diseño de los pórticos se realizó basados en NEC-SE-HM, cumpliendo con los criterios de diseño por resistencia planteados en esta norma, y en la norma americana ACI 318-14. El procedimiento detallado se plantea desde el anexo 5 hasta el anexo 7, donde se calcula la sección adecuada para los esfuerzos solicitantes.

### **2.6.2 Diseño de losa entrepiso**

El diseño de la losa de entrepiso, corresponde a la metodología de diseño de nervaduras en un vano crítico de losa, donde se calculan los esfuerzos solicitantes a través de conceptos básicos de resistencia de materiales para posteriormente verificar la resistencia del elemento frente a dichos esfuerzos. El detalle del cálculo realizado se presenta en el anexo 8.

### 2.6.3 Comparativa de resultados

A continuación, se presenta una tabulación comparativa de resultados de análisis y diseño de elementos, que nos permite verificar el incumplimiento de las secciones de elementos bajo normativa NEC-SE-HM, además de fallas presentadas durante el diseño de elementos en software, donde nos muestra el coeficiente de interacción de columnas- vigas “6/5 B/C”, fallando en la estructura actual, al sobrepasar el valor 1.0, establecido como el máximo para dicha relación.

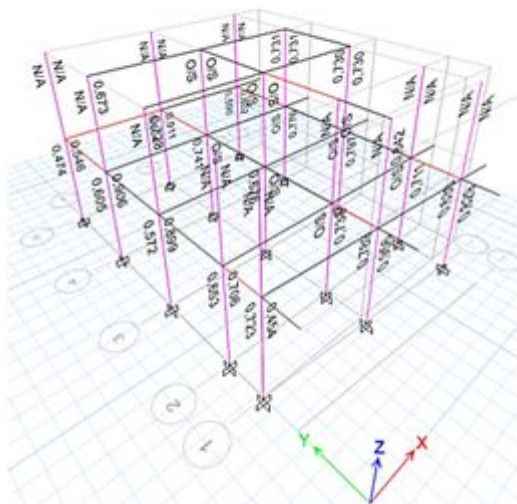
Tabla 4 - Tabla comparativa de resultados

	PERIODO	TORSION		DERIVAS		DIMENSIONES		PESO DE LA ESTRUCTURA
		X	Y	X	Y	COLUMNA	VIGAS	
ESTRUCTURA ACTUAL	0,409 s	69,27%	0,30%	1,22%	1,33%	25x25	20x20	817,1 KN
ESTRUCTURA PROPUESTA	0,342 s	0,20%	85,27%	0,65%	0,56%	30x30	25x30	989,81 KN

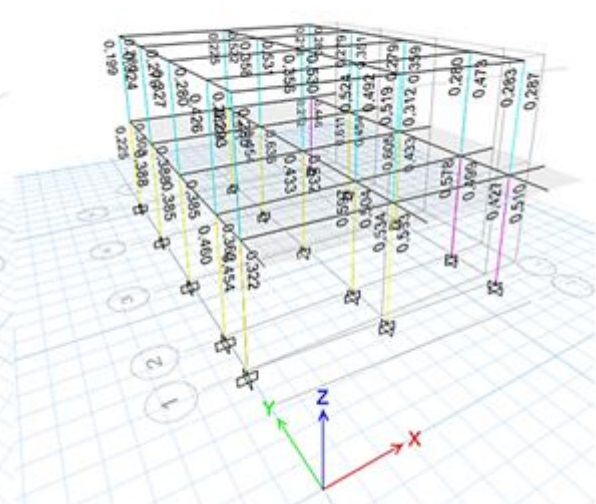
Fuente: Elaborado por Luis Armijos O.

Fig. 5 - Esquemas de interacción Columna-Viga

ESTRUCTURA ACTUAL



ESTRUCTURA PROPUESTA



Fuente: Elaborado por Luis Armijos O.



### **3. CONCLUSIONES**

A través de un relevamiento simple de la vivienda y la obtención de los planos correspondientes, se pudo verificar las dimensiones de la estructura y comparar con las dimensiones solicitadas por la norma ecuatoriana de la construcción donde se pudo corroborar que la altura de entrepiso de la planta baja es el factor delimitante que plantea diseñar con la norma NEC-SE-HM.

Para realizar el diseño adecuado de la vivienda, se tomó en base principalmente las limitaciones de sección en columnas y vigas, verificando que se cumplan los criterios básicos de diseño sismorresistente bajo la norma NEC-SE-HM. Las secciones escogidas aseguraron la resistencia suficiente ante los esfuerzos de sismo de diseño, de tal forma que los resultados del análisis cumplieron con todas las verificaciones de derivas, periodo estructural, torsiones accidentales y demás planteadas en la norma NEC-SE- DS para el diseño sísmico.

Basado en las solicitaciones de diseño sísmico planteados en NEC-SE-DS, la estructura actual no cumple con la normativa actual, debido a secciones ligeramente inferiores a lo permitido por la norma, falta de refuerzo con un desempeño insuficiente ante cargas de sismo analizadas durante el diseño.

### **4. RECOMENDACIONES**

Dadas las condiciones de la vivienda, se propone la solución de reforzamiento para incrementar la capacidad de los miembros estructurales hasta llegar a una resistencia adecuada con las solicitaciones de la normativa actual. Entre las distintas metodologías de reforzamiento estructural, la más adecuada sería incrementar la sección de las columnas mediante un encamisado de refuerzo, de tal forma que se cumpla con la cuantía suficiente para su correcto desempeño. Para encamisar la columna se prepara la superficie de contacto para garantizar buena adherencia entre el concreto y el espesor del concreto nuevo, con el uso de aditivos para la mezcla.

## 5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] S. García-Bustos *et al.*, “Statistical analysis of the largest possible earthquake magnitudes on the Ecuadorian coast for selected return periods,” *Georisk*, vol. 12, 2018.
- [2] “El sismo del 16 de abril en Manabí visto desde la ecología política del desastre,” *Universitas. Revista de Ciencias Sociales y Humanas*, vol. 26, pp. 235–252, 2017.
- [3] M. E. V. Saltos, K. F.-S. Robinson, and A. V. Campos, “Vivienda progresiva y sismorresistente para Zona Urbano – Residencial en Anconcito, Ecuador,” *Revista Ciencia e Investigación.*, vol. 3, no. ICCE2018, pp. 62–68, Dec. 2018.
- [4] M. Theurer, M.; Velasco, G.; Mora, C.; Montenegro, and M.; Cordova, “Terremotos mayores a 6.5 en escala Richter ocurridos en Ecuador desde 1900 hasta 1970,” *Ingeniería*, vol. 21, no. 2, pp. 55–64, 2017.
- [5] E. Tapia Hernández, E. A. Reddy, and L. Josabeth Oros Avilés, “Retos e incertidumbres en la predicción y prevención del riesgo sísmico,” *Revista de Ingeniería Sísmica*, no. 96, pp. 66–87, 2017.
- [6] S. del C. de R. y R. Productiva, “Infografía Eje Emergencia,” 2018.
- [7] Senplades, “Evaluación de costos de reconstrucción,” Quito, Ecuador, 2016.
- [8] F. A. L. Alonso and E. R. Alvarez-Deulofeu, “Diseño Estructural Sismorresistente de edificios de viviendas de mampostería reforzada en Palma Soriano,” *Ciencia en su PC*, vol. 1, no. 4, pp. 68–83, 2019.
- [9] J. Carlos Vielma and M. Cando, “Evaluación de estructura metálica proyectada conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción mediante análisis no lineal,” 2014.
- [10] MIDUVI y CAMICON, *NEC - SE – VIVIENDA*, vol. 1. 2014.

- [11] M. García and H. Naranjo, “Factores influyentes en la vulnerabilidad ante desastres naturales en Bolivia 1980 – 2012,” *INVESTIGACIÓN & DESARROLLO*, vol. 16, no. 2, Jan. 2017.
- [12] P. Bernardo, “La peligrosidad sísmica y el factor de riesgo,” *Informes de la Construcción*, vol. 66, no. 534, pp. 2–3, 2014.
- [13] R. (Roberto) Aguiar, “Análisis de los edificios que colapsaron en Portoviejo durante el terremoto del 16 de abril de 2016,” *Revista internacional de estructuras*, vol. 21, no. 3, pp. 257–282, 2016.

## 6. ANEXOS

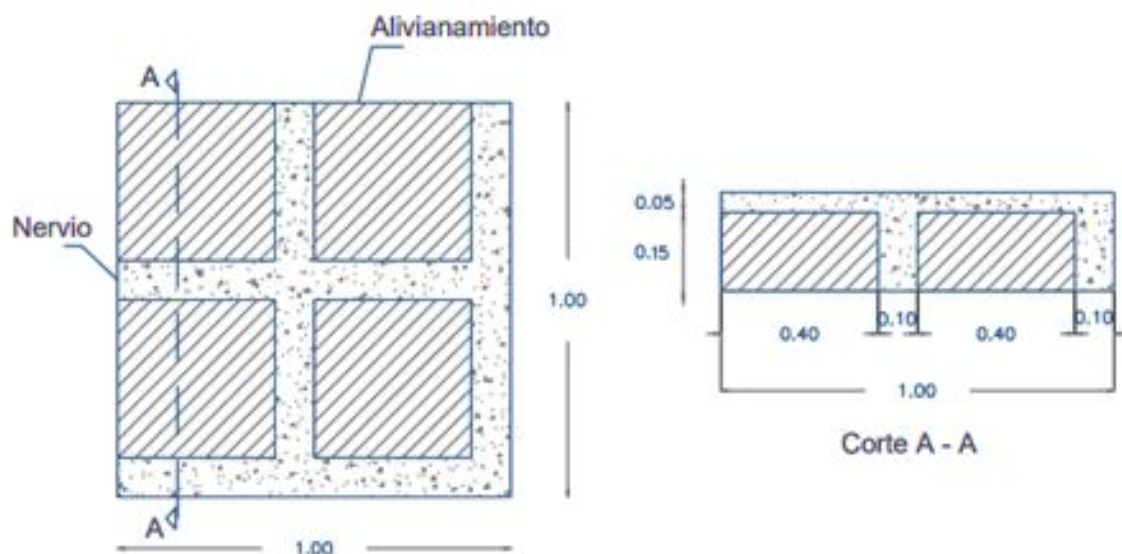
### 6.1 Anexo 1 – Requisitos de normativa

Tabla 5 - Tabla comparativa de requisitos

PARAMETRO	NEC_SE_HS	NEC_SE_VIVIENDA	Norma municipal EL GUABO	VIVIENDA ESCOGIDA
Numero de pisos	Varia por estructura	2	Dependiente del CUS	2
Vano maximo entre apoyos	Varia por estructura	5 metros	N/D	3,73 metros
Altura de entrepisos	N/D	3 m	Mín 2.8m, Max 3m	3,24 metros
Cimentacion	Varia por estructura	8 mm	N/D	1,20x1,20 m
Seccion columnas	Mín 30x30cm	Mín 25x25 cm	N/D	PB 25x25 cm PA 20x20CM
Seccion vigas	b mín 250 mm	Mín 20x20 cm	N/D	20x40cm 20x20 cm
Seccion losa	Varia por estructura	N/D	N/D	20 cm
Estribos	10 mm	8 mm	N/D	8 mm

Fuente: Elaborado por Luis Armijos O.

### 6.2 Anexo 2 – Metrado detallado de cargas



## DATOS PARA CARGAS EN EDIFICACIONES

Espesor de losa	0,20 m		
Dimension de alivianamientos	0,15 m	=	0,40x0,20x0,15 m
Peso especifico de hormigon	24,00 kN/m <sup>3</sup>	=	2400,00 kg/m <sup>3</sup>
Peso especifico de bloque alivianado	8,50 kN/m <sup>3</sup>	=	850,00 kg/m <sup>3</sup>
Peso especifico de bloque normal	12,00 kN/m <sup>3</sup>	=	1200,00 kg/m <sup>3</sup>
Peso especifico de mortero	20,00 kN/m <sup>3</sup>	=	2000,00 kg/m <sup>3</sup>
Peso especifico de ceramica	18,00 kN/m <sup>3</sup>	=	1800,00 kg/m <sup>3</sup>

### Peso propio de losa (para un metro cuadrado)

Id	ELEMENTO	Cantidad	Largo	Ancho	Espesor	Volumen	
1	Volumen de losa	1	1,00 m	1,00 m	0,20 m	0,20 m <sup>3</sup>	
2	Volumen aligerado	4	0,40 m	0,40 m	0,15	0,10 m <sup>3</sup>	
3	Volumen de hormigon					0,10 m <sup>3</sup>	
4	Peso de losa	Peso especifico hormigon x Volumen de hormigon					2,50 kN
5	Peso de alivianado	Peso especifico bloque alivianado x Volumen de aligerado					0,82 kN
6	Peso Propio de losa						<b>3,31 kN/m<sup>2</sup></b>

### Peso propio de los acabados (para un metro cuadrado)

Id	ELEMENTO	Cantidad	Largo	Ancho	Espesor	Volumen	
1	Volumen de enlucido	1	1,00 m	1,00 m	0,05	0,05 m <sup>3</sup>	
2	Peso de acabados	Peso especifico mortero x Volumen de enlucido					<b>1,00 kN/m<sup>2</sup></b>

### Peso propio de mamposteria (para un metro cuadrado)

Id	ELEMENTO	Cantidad	Largo	Ancho	Espesor	Volumen	
1	Volumen bloque	12,50	0,40 m	0,20 m	0,07 m	0,070 m <sup>3</sup>	
2	Volumen de mortero p.	1,00	0,08 m <sup>2</sup>		0,07 m	0,006 m <sup>3</sup>	
3	Peso de bloque	Peso especifico bloque x Volumen de bloque					0,84 kN/m <sup>2</sup>
4	Peso de mortero p.	Peso especifico mortero x Volumen de mortero p.					0,11 kN/m <sup>2</sup>
5	Peso mamposteria						<b>0,952 kN/m<sup>2</sup></b>

### Peso propio de escalera

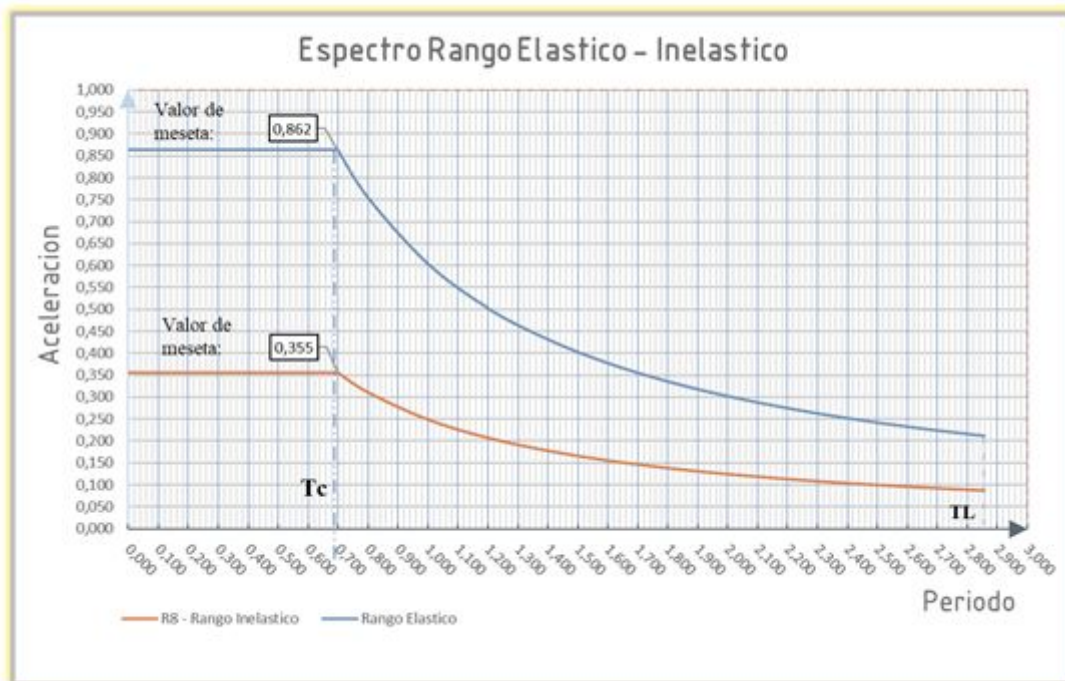
Id	ELEMENTO	Volumen	Peso especifico	Area	Peso
	Escalera completa	1,29 m <sup>3</sup>	24,00 kN/m <sup>3</sup>	11,19 m <sup>2</sup>	2,7668
	Acabados de escalera	0,08 m <sup>3</sup>	18,00 kN/m <sup>3</sup>	11,19 m <sup>2</sup>	0,1287
					<b>2,895 kN/m<sup>2</sup></b>

Fuente: Elaborado por Luis Armijos O.

### 6.3 Anexo 3 – Determinación de espectro de diseño

Tabla 6 - Factores para el cálculo de espectro sísmico

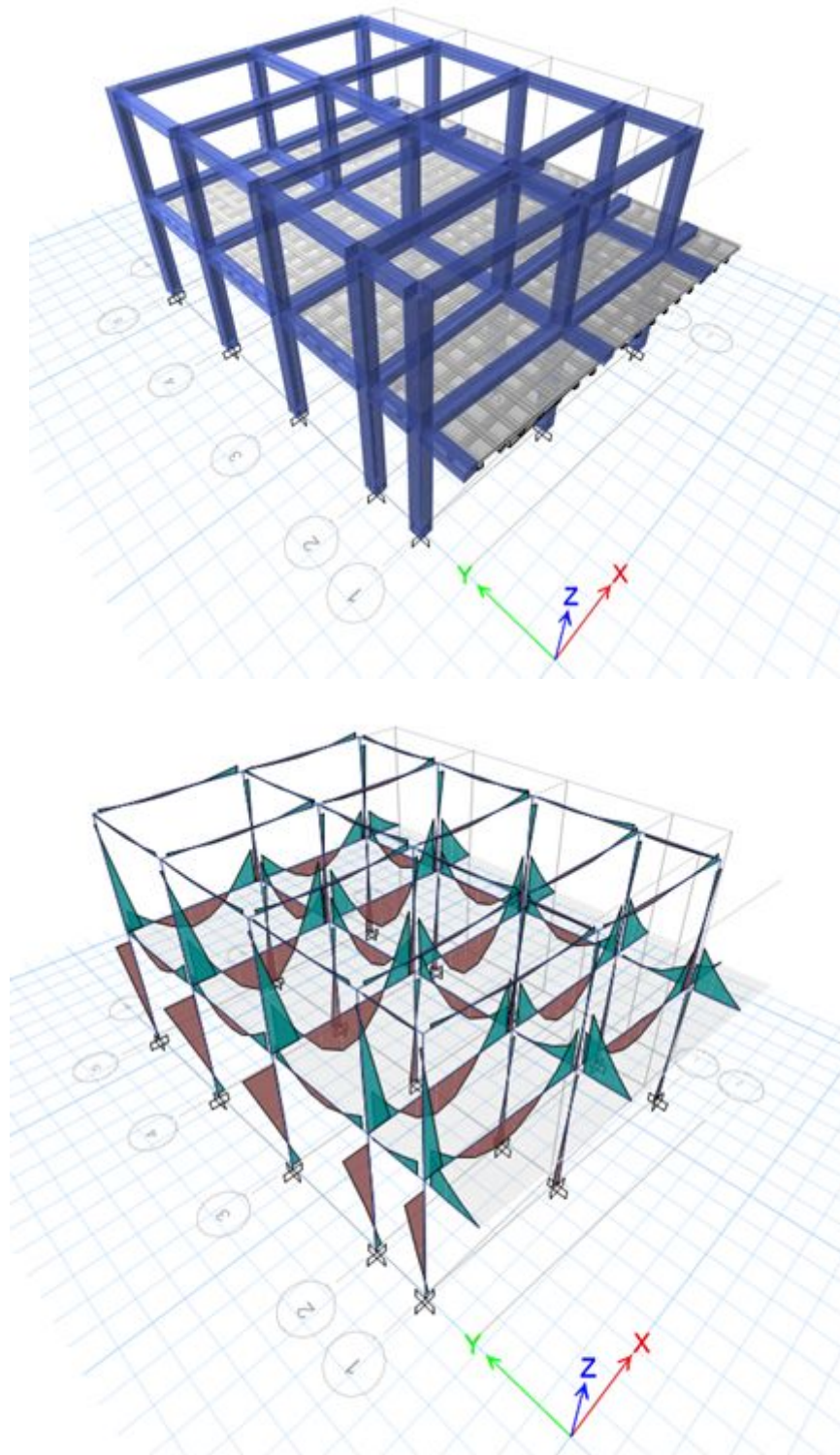
CATEGORÍA DEL EDIFICIO	Otros		Rango Elastico Aceleraciones		Rango Inelastico Aceleraciones	
FACTORES DE ZONA	Ciudad	EL GUABO	Periodo	Sa(Ta)	Periodo	Sa
	Tipo de Suelo	D	0,000	0,864	0,000	0,356
	PGA Zona (Z)	0,40	0,200	0,864	0,200	0,356
	n (Factor de Zona)	1,80	0,400	0,864	0,400	0,356
FACTORES DE AMPLIFICACION DE SUELO	Fa	1,20	0,450	0,864	0,450	0,356
	Fd	1,19	0,500	0,864	0,500	0,356
	Fs	1,28	0,600	0,864	0,600	0,356
FACTOR DE SITIO	r	1,00	0,698	0,864	0,698	0,356
Periodo limite de vibración $T_C = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$ $T_L = 2.4 \cdot F_d$	Periodo (Tc)	0,698	0,700	0,862	0,700	0,355
	Periodo (TL)	2,856	0,800	0,754	0,800	0,310
Valor en la meseta Coeficiente sísmico	Sa(Ta)	0,864	1,000	0,603	1,000	0,248
	Valor I	1,00	1,200	0,503	1,200	0,207
	Valor R	3	1,400	0,431	1,400	0,177
	Valor Øp	0,9	1,600	0,377	1,600	0,155
	Valor ØE	0,9	1,800	0,335	1,800	0,138
			2,000	0,302	2,000	0,124
			2,200	0,274	2,200	0,113
			2,400	0,251	2,400	0,103
			2,600	0,232	2,600	0,095
			2,800	0,215	2,800	0,089
			2,856	0,211	2,856	0,087



Fuente: Elaborado por Luis Armijos O.

## 6.4 Anexo 4 – Modelado de estructura

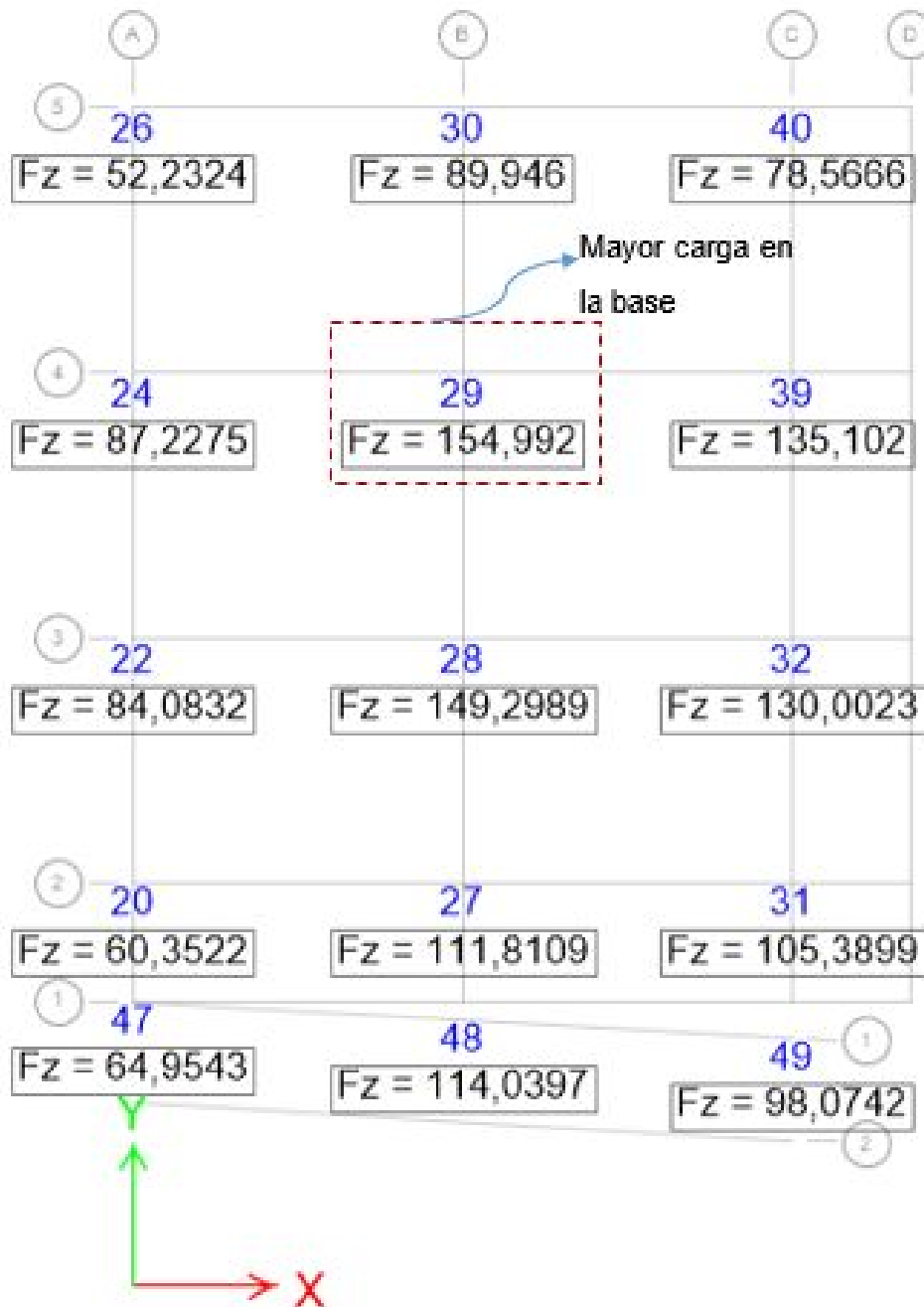
Fig. 6 - Modelo estructural y momentos flexionantes en pórticos



Fuente: Elaborado por Luis Armijos O.

## 6.5 Anexo 5 – Momentos en pórtico con mayor carga

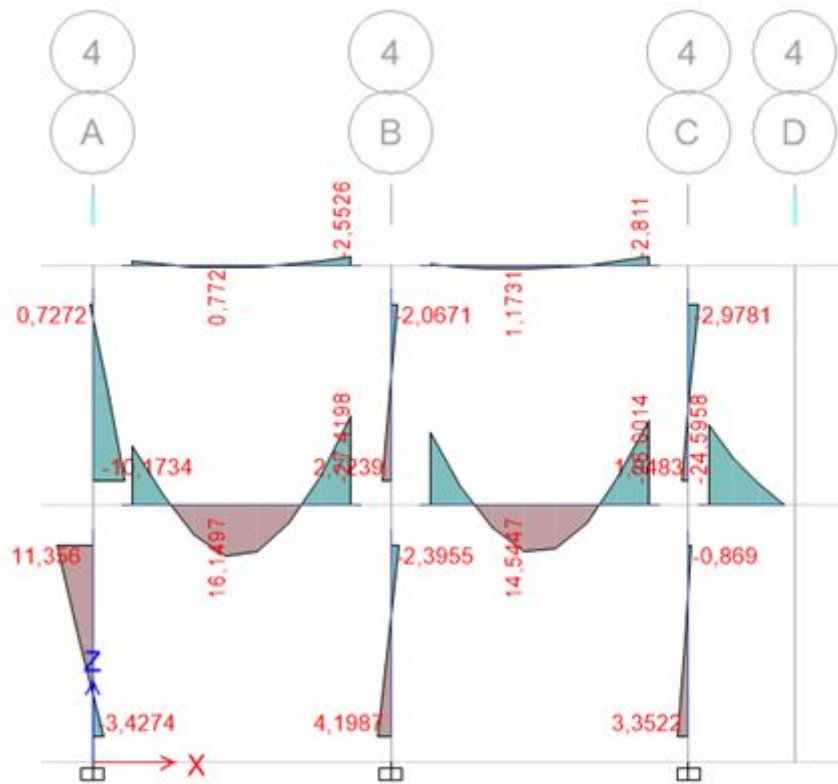
Fig. 7 - Planta reacciones de carga en la base.



Fuente: Elaborado por Luis Armijos O.

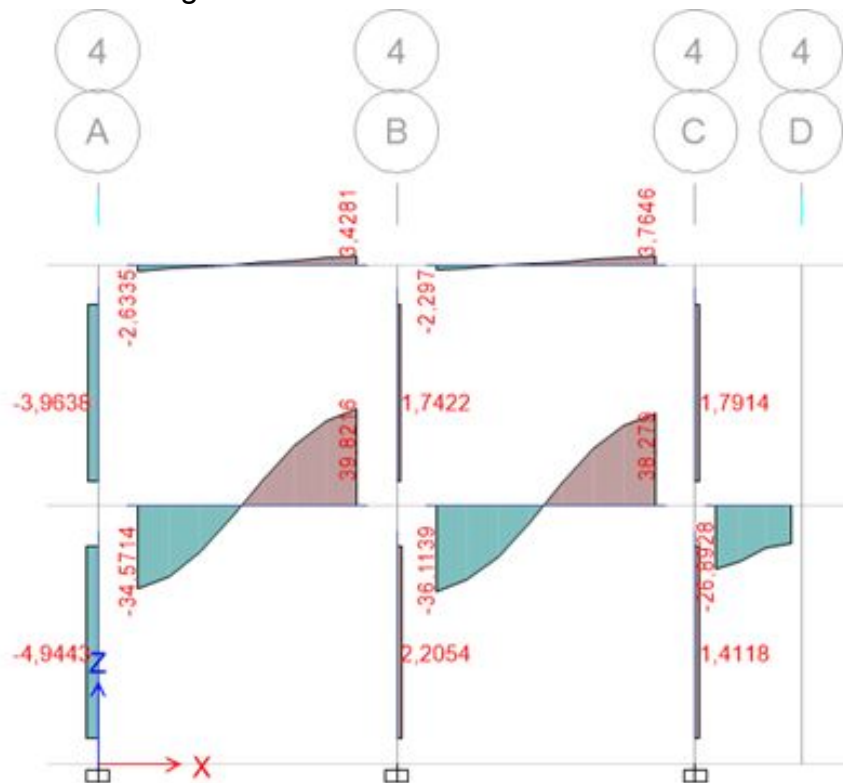


Fig. 8 - Momentos cortantes y flexionantes – Pórtico 4



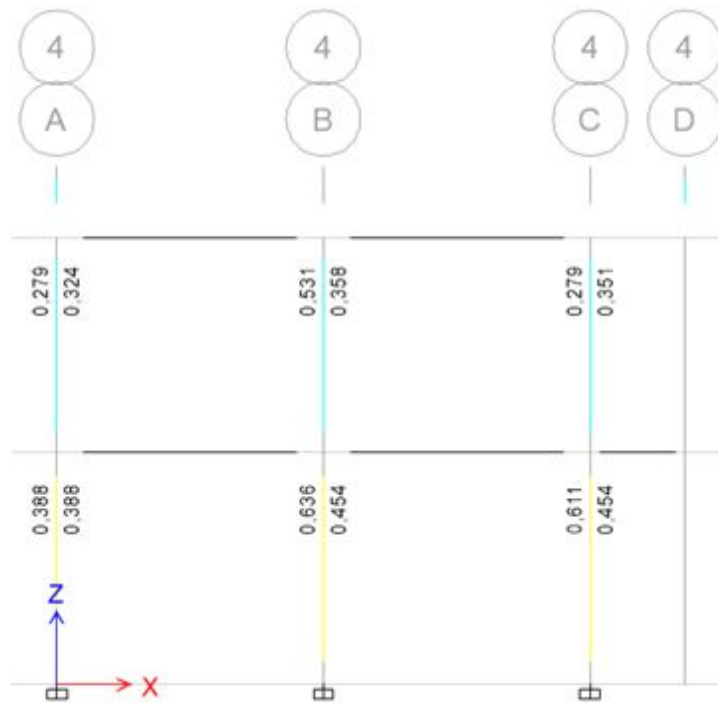
Fuente: Elaborado por Luis Armijos O.

Fig. 9 - Resultados de diseño ETABS



Fuente: Elaborado por Luis Armijos O.

Fig. 10 - Factor Interacción Columna-Viga



Fuente: Elaborado por Luis Armijos O.

## 6.6 Anexo 6 - Diseño de columnas

E T A S	Fuerza Axial mayorada	Pu	14,41	tonf	φ	Area
	Cortante de diseño	Vu	2,71	tonf		cm <sup>2</sup>
	Momento diseño X	M <sub>ix</sub>	0,34	ton.m	8	0,50
	Momento diseño Y	M <sub>iy</sub>	5,34	ton.m	10	0,79
D A T A	Peralte efectivo	d	26,00	cm	12	1,13
	Base de columna	b	30,00	cm	14	1,54
	Altura de columna	h	30,00	cm	16	2,01
	Recubrimiento	r	4	cm	18	2,55
	Diametro de estribo	Estr	1	cm	20	3,14
	Cuántia usada	p	1,50%		22	3,80
	Resistencia de acero	f <sub>y</sub>	4200	kg/cm <sup>2</sup>	25	4,91
	Resistencia del hormigon	f <sub>c</sub>	210	kg/cm <sup>2</sup>	28	6,16
Altura de entrepiso	H	324	cm	32	8,04	

### CALCULO DE CUANTIA REAL

		Cant	φ Ref	As <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )				
C1	Ref Long Ext	4	16	8,04	A <sub>st</sub>	Area de acero	14,2 cm <sup>2</sup>	$\rho = \frac{A_s}{A_g}$
C2	Ref Long Int	4	14	6,16				
Cumple con A <sub>st</sub> min		A <sub>st</sub> de seccion (cm <sup>2</sup> )		14,2	A <sub>g</sub>	Area de seccion	900 cm <sup>2</sup>	
ρ	CUANTIA REAL	1,58%						

### RESISTENCIA AXIAL NOMINAL Max (P<sub>nmax</sub>) P<sub>n</sub> < P<sub>nmax</sub>

ACI 318-14 (T-22.4.2.1)	P <sub>nmax</sub>	0,80 P <sub>o</sub>
ACI 318-14 (22.4.2.2)	P <sub>o</sub>	= 0,85 f' c (A <sub>g</sub> - A <sub>st</sub> ) + A <sub>st</sub> * f <sub>y</sub>

### CALCULO DE FACTOR 'q'

$$f'c = 0,80 f'c \quad \begin{matrix} 168 \text{ kg/cm}^2 \\ 143 \text{ kg/cm}^2 \end{matrix} \quad q = \rho \left( \frac{f'c}{f_y} \right) = 0,46$$

$$P_o = 0,85 f'c (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y = 186,13 \text{ tonf}$$

### CALCULO DE EXCENTRICIDAD

$$e_{min} = 1,5 + 0,3h = 10,5 \text{ cm}$$

### CALCULO PoX - PoY

Relaciones geométricas de columnas

$$\frac{d}{h} = 0,87$$

Factor de reducción de resistencia

$$F_R = 0,70 \text{ estribos}$$

$$F_R = 0,75 \text{ zunchos}$$

Excentricidad calculada X

$$e_X = \frac{M_{uX}}{P_u} = 2,36 \text{ cm}$$

Excentricidad menor a la mínima

$$\frac{e_X}{h} = 0,08$$

$$q = 0,46$$

KX-1	0,72	D/H1	0,85	Interpolación lineal Kx = 0,730
KX-2	0,75	D/H2	0,90	

El diseño no necesita considerar excentricidad de cargas, su resistencia última es Po

Excentricidad calculada Y

$$e_Y = \frac{M_{uY}}{P_u} = 37,06 \text{ cm}$$

Excentricidad mayor a la mínima

$$\frac{e_Y}{h} = 1,24$$

$$q = 0,46$$

Ky-1	0,13	D/H1	0,85	Interpolación lineal Ky = 0,120
Ky-2	0,10	D/H2	0,90	

$$K_X = \frac{P_u}{F_R \cdot b \cdot h \cdot f''c} \Rightarrow P_{uX} = K_X \cdot F_R \cdot b \cdot h \cdot f''c = 186,13 \text{ tonf}$$

$$K_Y = \frac{P_u}{F_R \cdot b \cdot h \cdot f''c} \Rightarrow P_{uY} = K_Y \cdot F_R \cdot b \cdot h \cdot f''c = 10,80 \text{ tonf}$$

### METODO DE BRESLER - CARGAS RECIPROCAS

$$P_n = \frac{1}{\frac{1}{P_{uX}} + \frac{1}{P_{uY}} - \frac{1}{P_o}} = 10,80 \text{ tonf}$$

$P_n$	$P_o$
186,13 tonf	14,41 tonf
La sección de la columna es suficiente para resistir la fuerza axial, se aprueba el diseño.	

### DISEÑO POR CORTANTE

$$V_c = 0,53 \left( 1 + 0,0071 \left( \frac{P_u}{A_g} \right) \right) \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = 6,67 \text{ tonf}$$

$$\phi V_c \geq V_u ; \phi = 0,85 \quad \phi V_c = 5,67 \text{ tonf} > 2,71 \text{ tonf}$$

El cortante absorbido por el hormigón es mayor que el solicitado, no se necesita cálculo de refuerzo por cortante, se asume el mínimo requerido

Longitud de confinamiento (mayor de los 3)

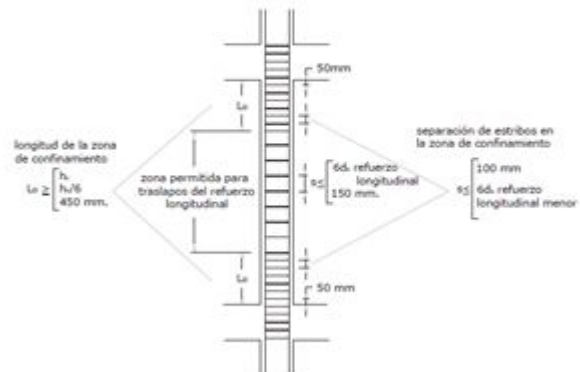
h	30,00 cm
h/6	5,00 cm
450mm	45,00 cm

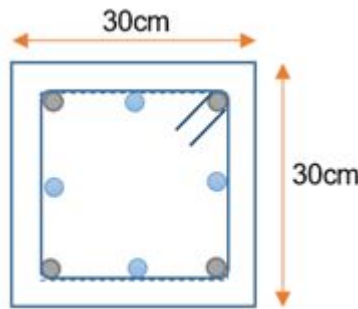
Separación en confinamiento (menor de los 2)

100mm	10 cm
6*reflong menor	84 cm

Separación en zona de traspaso (menor de los 2)

150mm	15 cm
6*reflong menor	84 cm





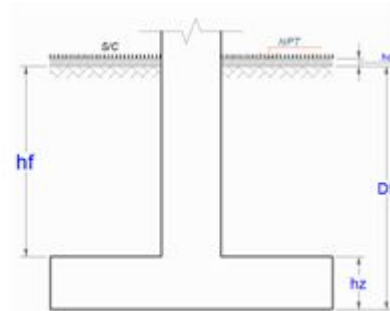
4Φ14 mm  
 4Φ16 mm  
 Est. Φ10 mm@100mm conf.  
 Est. Φ10 mm@150mm extr.

## 6.7 Anexo 7 - Diseño de zapatas

### DATOS

Carga (Pu)	155,0 kN
Momento x	0,34 kN-m
Momento y	0,76 kN-m
D =	98,9 kN
L =	22,7 kN
Df =	1,1 m
qa =	130,0 kN/m <sup>2</sup>
F'c =	24 MPa
Fy =	420 MPa

Y <sub>c</sub> =	20 kN/m <sup>3</sup>
Y <sub>c</sub> =	24 kN/m <sup>3</sup>
t	200 mm
b/2	150 mm
b columna	300 mm
h columna	300 mm



### PRE DISEÑO

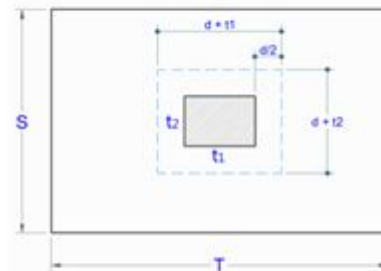
Si no existieran momentos flectores, la sección transversal requerida sería:

$$A = \frac{P}{q_a} \quad A = 1,192 \text{ m}^2 \quad b = 1,1 \text{ m} \quad 1,09$$

$$L = 1,1 \text{ m} \quad 1,09$$

### EXCENTRICIDADES

Ex	$e_x = \frac{M_y}{P}$	0,005 metros
Ey	$e_y = \frac{M_x}{P}$	0,002 metros



Se verifica si la carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación

0,0049	<	0,18199	OK
0,0022	<	0,18199	OK

## CAPACIDAD EFECTIVA

$$q_{net} = q_u - q_{ob}$$

Dónde,

$q_{net}$  Capacidad de carga neta

$q_u$  Capacidad de carga última

$q_{ob}$  Esfuerzo geostático total removido a nivel del desplante de la cimentación

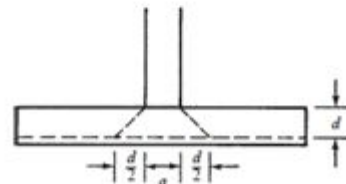
Capacidad efectiva	$q_c = q_u - (Df(\gamma_c) + t(\gamma_c))$
	$q_e = 103.2 \text{ KN/m}^2$

## AREA REQUERIDA

Area requerida	$A_{req} = (P_D + P_L) / q_c$
	$A_{req} = 1.178 \text{ m}^2$

Tomamos "b" del prediseño y dividimos sobre el  $A_{req}$

Largo	1.10 m	=	1100
Ancho	1.10 m	=	1100



Obtenemos el Area real de la zapata multiplicando Ancho y Largo

Areal	$1.21 \text{ m}^2$
-------	--------------------

## REACCION SOBRE LA CIMENTACION

$$q_u = \frac{P_u}{A_{real}} = 128.10 \text{ KN/m}^2$$

## REVISION DE CORTE POR PUNZONAMIENTO

El corte por punzonamiento en la zapata se produce a  $d/2$  de la cara de la columna por lo tanto:

$$\text{Asumo } d = 165 \text{ mm}$$

165 mm

Perimetro critico	$b_o = 2*(b_{columna}+d) + 2*(h_{columna}+d) =$	1860	mm
Area critica	$A_o = (b_{columna}+d)*(h_{columna}+d) =$	216225	$\text{mm}^2$
Cortante de punz.	$V_u = (A_{zapata} - A_o) * q_u$	127,302	KN
Cortante de conc.	$\phi V_c$	434,60	KN

$$\phi V_c = 434,6 \text{ kN} > V_u = 127,302 \text{ Kn} \rightarrow \text{OK}$$

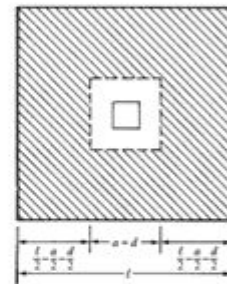


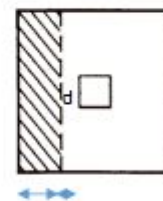
Figura 12.9 Corte en dos direcciones

**REVISION DE CORTANTE MAXIMO** Se produce a una distancia "d" de la cara del apoyo

SENTIDO EN Y

Franja de corte	235	mm
Area de corte =	258500	$\text{mm}^2$
$V_u$ corte =	33,11	KN
$\phi V_c$	128,48	KN

$$\phi V_c = 128,48 \text{ Kn} > V_u = 33,114 \text{ Kn} \rightarrow \text{OK}$$



**SENTIDO EN X**

Distancia =	235	mm
Area de corte =	258500	mm <sup>2</sup>
Vu corte =	33,11	KN
eVc	128,48	KN

$eVc = 128,48 \text{ kN} > Vu = 33,114 \text{ Kn} \rightarrow \text{OK}$

**REVISION POR FLEXION**

$M_x = WL^2/2 = 11,273 \text{ MNmm}$  en x  
 $M_y = WL^2/2 = 11,273 \text{ MNmm}$  en y

ALFA =	0,72	p min =	0,003333
BETA =	0,425	p =	-0,00101

$R = \frac{Mn}{bd^2}$        $R = \rho f_y \left[ 1 - \left( \frac{\beta}{\alpha} \rho \frac{f_y}{f_c} \right) \right]$

	MOMENTO	d	base	R	p
X	11,273	165 mm	1100,00	0,418	0,3300%
Y	11,273	165 mm	1100,00	0,418	0,3300%

a	b	c		
4338,54	420	0,418	X1 =	-0,00100627
4338,54	420	0,418	X2 =	-0,09580

Escogo la minima

**DISTRIBUCION DE HIERRO**

	<b>As min</b>	
X	600,00 mm <sup>2</sup>	$As = pbd$
Y	600,00 mm <sup>2</sup>	

**ACI-318 : 15.4.3**

En zapatas en una dirección y en zapatas cuadradas en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata.

El recubrimiento especificado para el refuerzo no debe ser menor que lo siguiente:

- Recubrimiento  
de concreto, mm
- (a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él .....75

La altura de las zapatas sobre el refuerzo inferior no debe ser menor de 150 mm para zapatas apoyadas sobre el suelo, ni menor de 300 mm en el caso de zapatas apoyadas sobre pilotes.

	Total	VARILLAS		
X	600,00 mm <sup>2</sup>	9 φ 12 mm	113,1	1017,90 mm <sup>2</sup>
Y	600,00 mm <sup>2</sup>	9 φ 12 mm	113,1	1017,90 mm <sup>2</sup>

### ACI-318-08 : 10.5.4

Espaciamiento mínimo de refuerzo horizontal es 25 mm

El espaciamiento máximo de este refuerzo no debe exceder tres veces el espesor, ni 450 mm.

### LONGITUD DE DESARROLLO

$$l_d = 7,3 \text{ cm} \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e}{1,4 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

### LONGITUD DEL GANCHO ESTANDAR

L. EXT	1,4 cm
d CARA - COL	3,1 cm
ld - d	4,2 cm

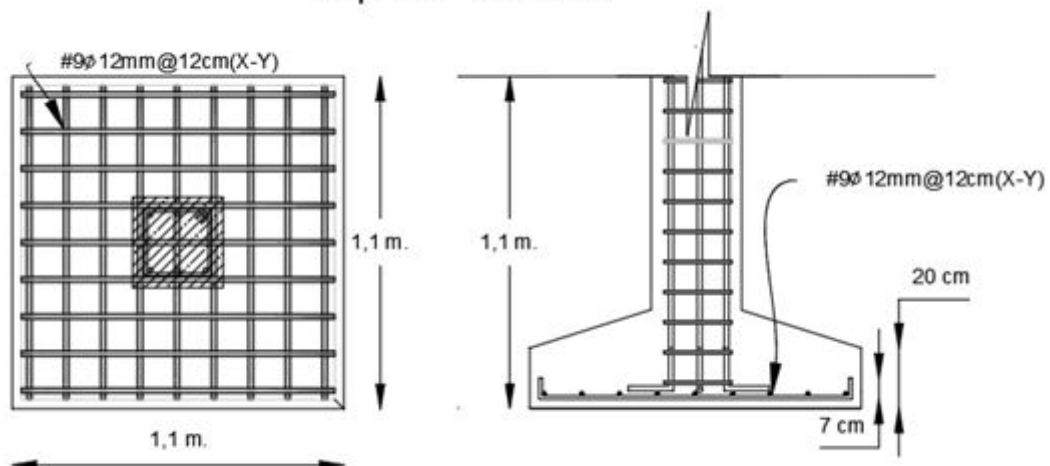
L. EXT	5,0 cm
--------	--------



Separacion de refuerzo

Separacion = 12 cm

## Zapata central



## 6.8 Anexo 8 – Diseño de vigas

### DISEÑO A FLEXION

$f_y$	420	MPa
$f_c$	21	MPa
$b$	300	mm
$h$	250	mm

			EMPOTRAMIENTO		CENTRAL
$M_u(izq)$	18,41	KN,m	Cuantía mínima	$R = 5,313 \text{ N/mm}^2$	Factor R $R = 2,971 \text{ N/mm}^2$
$M_u(cen)$	15,50	KN,m	$p_{max} = 0,33\%$		
$M_u(der)$	27,41	KN,m	Cuantía balanceada	$d = 139,00 \text{ mm}$	Cuantía de refuerzo central $R = 2,971$ $p = 0,78\%$
$M_n(izq)$	20,46	KN,m	$p_b = 2,12\%$		
$M_n(cen)$	17,22	KN,m	Cuantía máxima		Acero de refuerzo
$M_n(der)$	30,46	KN,m	$p_{max} = 1,55\%$	$A_s = 7,00 \text{ cm}^2$	$A_s = p_b d = 4,00 \text{ cm}^2$

#### Vanillas Empotramiento

$$2 \Phi 14 \text{ mm} = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$2 \Phi 16 \text{ mm} = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7,10 \text{ cm}^2$$

#### Vanillas central

$$2 \Phi 16 \text{ mm} = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,02 \text{ cm}^2$$

Usamos  $2\Phi 16 \text{ mm} + 2\Phi 14 \text{ mm}$  en la franja superior y  $2\Phi 16 \text{ mm}$  en la franja inferior, con lo cual cubrimos el area requerida

### DISEÑO A CORTANTE

$V_u$	39,82	KN
$b$	0,30	m
$h$	0,25	m
$d$	0,20	m
$f_c$	21	MPa
Long V	3,73	m

Comprobación de resistencia máxima de la viga  $V_{max}$

$$V_u \leq 0,75 \left( \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \right)$$

$$39,82 \text{ KN} < 172,53 \text{ KN}$$

$$V_u < V_n$$

$$V_n = V_c + V_s = 132,026 \text{ KN}$$

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b \cdot d = 32,486 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0,85 \cdot V_c = 27,613 \text{ KN}$$

El hormigón absorbe todos los esfuerzos generados por corte, no necesita refuerzo transversal cobcar el mínimo.

### DIAGRAMA DE CORTANTES

No requiere refuerzo transversal

$$\frac{1}{2} \phi V_c = \frac{1}{2} \cdot 0,75 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 17,53 \text{ KN}$$

Sin estribos a la distancia

$$V(x) = -m \cdot x + b$$

$$m = 21,35 \text{ KN}$$

$$b = 39,82 \text{ KN}$$

$$V(x) = 17,53 \text{ KN}$$

$$x = 1,04 \text{ m}$$

$$x = 2,69 \text{ m}$$

Se requiere Acero mínimo en:

$$\frac{1}{2} \phi V_c < V_u < \phi V_c$$

$$\phi V_c = 35,06 \text{ KN}$$

$$m = 21,35 \text{ KN}$$

$$b = 39,82 \text{ KN}$$

$$V(x) = 35,06 \text{ KN}$$

$$x = 0,22 \text{ m}$$

$$x = 3,51 \text{ m}$$

$$S_{min} = 0,10 \text{ m}$$

$$A_{vmin}$$

$$MAYOR DE \begin{cases} 0,2029 \\ 0,025 \end{cases}$$

$$A_{vmin} = 0,21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usamos estribos de } \Phi 10 \text{ mm } @ 15 \text{ cm}$$

$$A_v = 1,58 \text{ cm}^2 > 0,21 \text{ cm}^2$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_s = 0,75 \frac{A_v f_y d}{s} = 99,54 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 35,06 \text{ KN}$$

$$V_u = 39,82 \text{ KN} < 134,60 \text{ KN} = \phi V_n$$

$$V(2h) = (2h = 50 \text{ cm}) = 29,14 \text{ KN}$$

$$\text{Usamos estribos de } \Phi 10 \text{ mm } @ 10 \text{ cm}$$

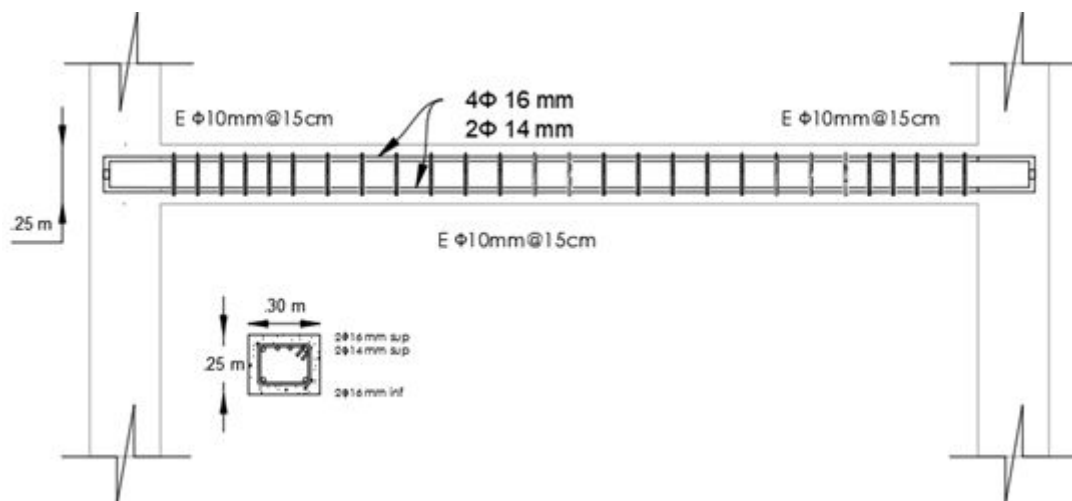
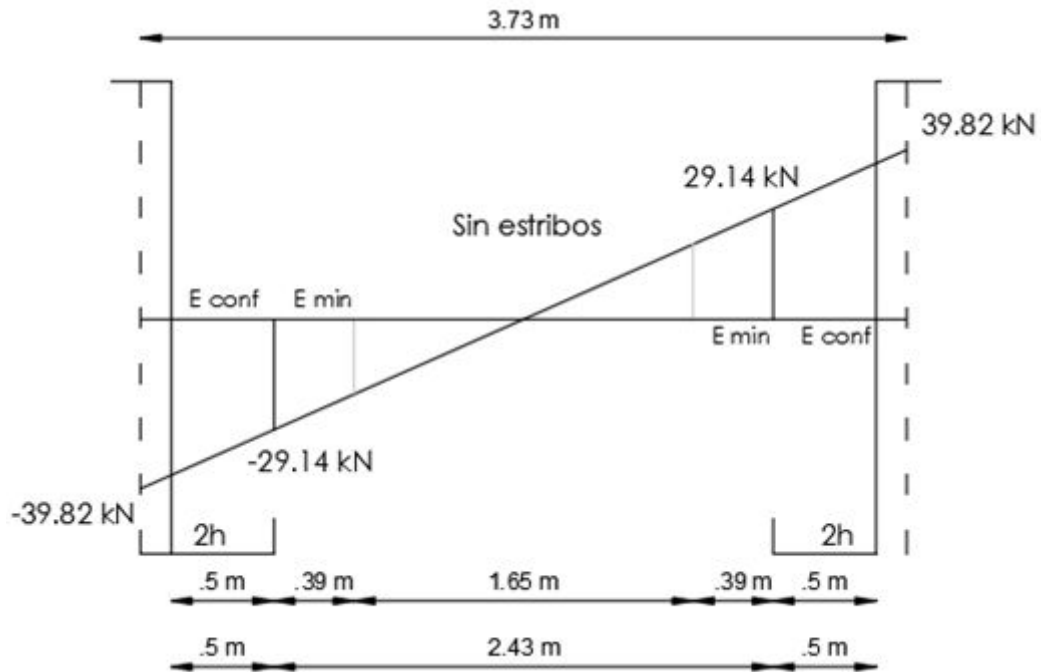
$$A_v = 1,58 \text{ cm}^2 > 0,21 \text{ cm}^2$$



## DISEÑO TORSION

$A_{st} = 409,10 \text{ mm}^2$	Es necesario refuerzo por torsion?	$A_{cp} = 75000 \text{ mm}^2$	
$T_u = 0,016 \text{ kN.m}$		$P_{cp} = 1100 \text{ mm}$	
$V_u = 39,82 \text{ kN}$			
$f_c = 21 \text{ MPa}$		$T(\phi_t) > T_u$	$= 0,016 \text{ kN.m}$
$f_y = 420 \text{ MPa}$	$T = 1458743,20 \text{ kN.m}$		
$b = 300 \text{ mm}$			
$h = 250 \text{ mm}$			

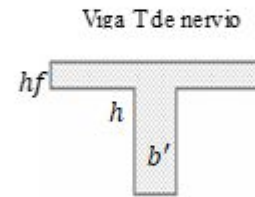
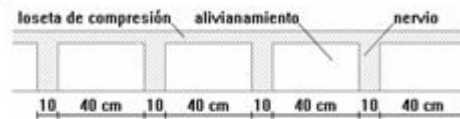
Análisis: La sección de hormigón es lo suficientemente grande para soportar los esfuerzos.



## 6.9 Anexo 8 – Diseño de losa

Cálculo y diseño del hierro de una losa nervada alivianada en dos sentidos de hormigón armado. Diseñar la losa para resistir esfuerzos únicamente gravitatorios, el análisis se hará por paño mediante método de análisis matricial de estructuras. Fundamentados en ACI2008

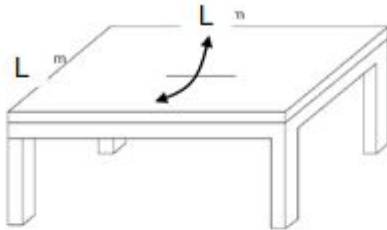
Datos:		Especificaciones técnicas:	
$f_c$ :	21 (Mpa)	Leyenda:	
$f_y$ :	420 (Mpa)		Resistencia compresión hormigón
$\gamma_c$ :	24 (KN/m <sup>3</sup> )		Resistencia tracción acero
$\gamma_b$ :	8 (KN/m <sup>3</sup> )		Peso hormigón simple
$L_a$ :	8,9 (m)		Peso hormigón simple
$L_b$ :	11,83 (m)		Longitud total de diseño losa
$L_x$ :	3,73 (m)		Longitud paño crítico Eje-Eje-Apoyo
$L_y$ :	3,00 (m)		Longitud paño crítico Eje-Eje-Apoyo
$r$ :	0,02 (m)		Recubrimiento hierro en losa
$b'$ :	0,1 (m)		Base nervio vigueta analizada
$b$ :	0,5 (m)		Base plataforma losa analizada
$h$ :	0,2 (m)		Altura de nervio vigueta analizada
$h_f$ :	0,05 (m)		Altura de plataforma losa analizada
$\emptyset$ :	10 (mm)		Diametro de acero para losa
$L_c$ :	0,5 (m)		Lado de columna dirección análisis
LL	6,6 (KN/m <sup>2</sup> )		Carga viva losa adicional
DL	2,0 (KN/m <sup>2</sup> )		Carga muerta losa adicional



### 1.-) Mayorización de cargas en losas :

$$U = 1,4D + 1,7L \quad U = 14,02 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

### 2.-) Sentidos de diseño:



Condición: si  $NN \geq 2$ , los nervios de losa se diseñan en un sentido

$$NN = \frac{L_{max}}{L_{min}} \quad NN = 1,33$$

El diseño de los nervios de losa deber ser diseñados en dos sentidos.

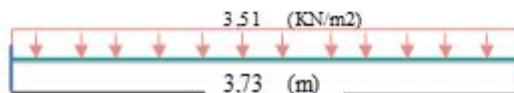
### 3.-) Distribución de fuerza para nervios:

$$\text{Nervios } 2 \quad U: \quad 3,51 \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad \text{Nota: Carga última distribuida para nervio}$$

### 4.-) Diseño de nervios para esfuerzos flexionantes:

#### 4.1.-) Diseño de nervios sentido X para esfuerzos flexionantes:

Modelo de nervio analizado:



Momento último apoyo A

$$Mu = \frac{ULx^2}{12} \quad Mu = 4,07 \text{ (KNm)}$$

Momento central

Longitud de análisis: 0 a 3,73

	a	b	c
	-1,755	6,5462	-4,07
Puntos de inflexión:	X1	X2	Xo
	0,79	2,94	1,87

Apoyo A

$$R = \frac{ULx}{2} \quad R = 6,55 \text{ (KN)}$$

Momentos último:

Momento último apoyo B

$$Mu = \frac{ULx^2}{12} \quad Mu = 4,07 \text{ (KNm)}$$

Momentos (KNm)

M(-)	M(+)	M(-)
4,07	2,03	4,07

Reacciones:

Apoyo B

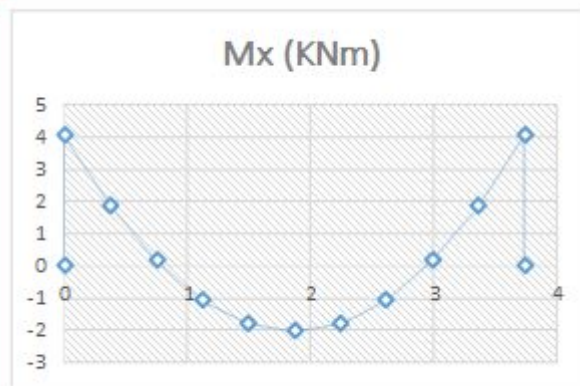
$$R = \frac{ULx}{2} \quad R = 6,55 \text{ (KN)}$$

Gráfica de momentos flectores:

Fomulación:

$$(Mx) = 6,54615x - 1,755x^2 - 4,07$$

x (m)	Mx (KNm)
0	0
0	4,07
0,373	1,8725
0,746	0,1633
1,119	-1,058
1,492	-1,79
1,865	-2,034
2,238	-1,79
2,611	-1,058
2,984	0,1633
3,357	1,8725
3,73	4,07
3,73	0

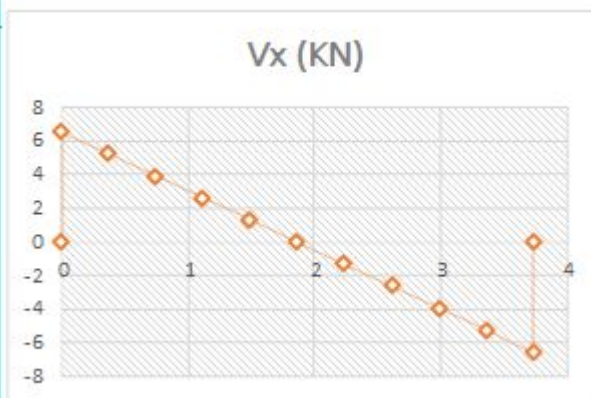


Gráfica de esfuerzos cortantes:

Fomulación:

$$(Vx) = 6,54615 - 3,51x$$

x (m)	Vx (KN)
0	0
0	6,5462
0,373	5,2369
0,746	3,9277
1,119	2,6185
1,492	1,3092
1,865	0
2,238	-1,309
2,611	-2,618
2,984	-3,928
3,357	-5,237
3,73	-6,546
3,73	0



Peralte efectivo :

$$d = h - \left( Rl + \frac{\emptyset}{2} \right) \quad d = 180 \quad (\text{mm})$$

Cuantía mínima:

$$\rho_{min} = \left( \frac{1,4}{f_y} \right) \quad \rho_{min} = 0,0033$$

En los apoyos :

$$R = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$R = 1,40$$

Factores :

$$\alpha = 0,72 - \left( 0,04 * \frac{f'c - 28}{7} \right) \quad \alpha = 0,760$$

$$\beta = 0,425 * \left( 0,025 * \frac{f'c - 28}{7} \right) \quad \beta = 0,450$$

Cuantía de acero :  $\rho_{min} = 0,0033$

$\rho = 0,0035$  Cumple con la cuantía mínima

1,40 Ingresar con búsqueda de objeto exacto

Área de acero requerida :

$$As = \rho * b * d$$

$As = 62,53 \quad (\text{mm}^2)$  *Cálculada con la p mayor en comparación con la p mínima reglamentaria*

En el centro :

$$R = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$R = 0,70$$

Factores :

$$\alpha = 0,72 - \left( 0,04 * \frac{f'c - 28}{7} \right) \quad \alpha = 0,760$$

$$\beta = 0,425 * \left( 0,025 * \frac{f'c - 28}{7} \right) \quad \beta = 0,450$$

Cuantía de acero :

$\rho = 0,0017$  No cumple con la cuantía mínima

0,70 Ingresar con búsqueda de objeto exacto

Área de acero requerida :

$$As = \rho * b * d$$

$As = 60,00 \quad (\text{mm}^2)$  *Cálculada con la p mayor en comparación con la p mínima reglamentaria*

$\emptyset$	Cantid	Área Un	Área Tot	Unidades
12	1	113,1	113,1	(mm <sup>2</sup> )
+				
0	0	0	0	(mm <sup>2</sup> )
Área total			113,1	(mm <sup>2</sup> )

El área de acero longitudinal cumple con el requerimiento

$\emptyset$	Cantid	Área Un	Área Tot	Unidades
12	1	113,1	113,1	(mm <sup>2</sup> )
+				
0	0	0	0	(mm <sup>2</sup> )
Área total			113,1	(mm <sup>2</sup> )

El área de acero longitudinal cumple con el requerimiento

### 5.-) Diseño por corte :

Cortante requerido :

$$Vu = R1 \left( \frac{L}{2} - d - \frac{Dc}{2} \right) Vu = 5,04 \quad (\text{KN})$$

Cortante soportado por concreto:

$$Vc = 0,17 \lambda \sqrt{f'c} bw * d \quad Vc = 14,02 \quad (\text{KN})$$

Condición :

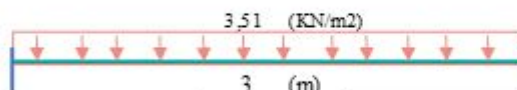
$$\emptyset Vc \geq Vu$$

$$10,517 \quad (\text{KN}) \geq 5,04 \quad (\text{KN})$$

El hormigón absorbe todos los esfuerzos generados por corte, no necesita refuerzo transversal, colocar el mínimo.

### 4.2.-) Diseño de nervios sentido Y para esfuerzos flexionantes:

Modelo de nervio analizado:



Momento último apoyo A

$$Mu = \frac{ULy^2}{12} \quad Mu = 2,63 \text{ (KNm)}$$

Momento central

Longitud de análisis: 0 a 3

	a	b	c
Puntos de inflexión:	-1,755	5,265	-2,63
	X1	X2	Xo
	0,63	2,37	1,5

Momentos último:

Momento último apoyo B

$$Mu = \frac{ULy^2}{12} \quad Mu = 2,63 \text{ (KNm)}$$

Momentos (KNm)

M(-)	M(+)	M(-)
2,63	1,32	2,63

Apoyo A

$$R = \frac{ULx}{2} \quad R = 5,27 \text{ (KN)}$$

Reacciones:

Apoyo B

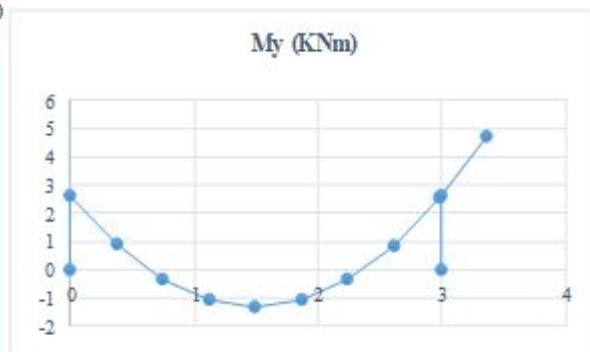
$$R = \frac{ULx}{2} \quad R = 5,27 \text{ (KN)}$$

Fórmula:

$$(Mx) = 5,265x - 1,755x^2 - 2,63$$

Gráfica de momentos flectores:

y (m)	My (KNm)
0	0
0	2,63
0,373	0,9103
0,746	-0,321
1,119	-1,064
1,492	-1,319
1,865	-1,085
2,238	-0,363
2,611	0,8475
2,984	2,5462
3,357	4,7333
3	2,63
3	0

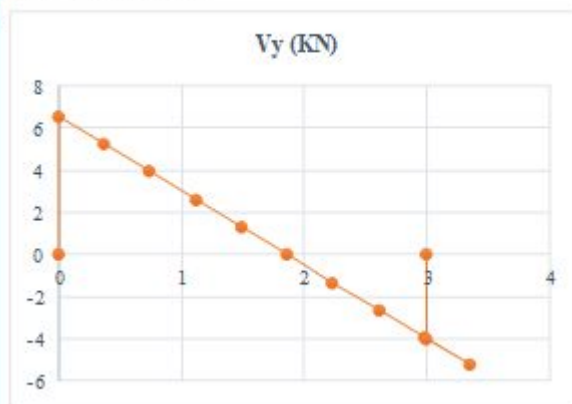


Fórmula:

$$(Vx) = 5,265 - 3,51x$$

Gráfica de esfuerzos cortantes:

y (m)	Vy (KN)
0	0
0	6,5462
0,373	5,2369
0,746	3,9277
1,119	2,6185
1,492	1,3092
1,865	0
2,238	-1,309
2,611	-2,618
2,984	-3,928
3,357	-5,237
3	-3,984
3	0



Peralte efectivo :

$$d = h - \left( Rl + \frac{\emptyset}{2} \right) \quad d = 180 \quad (\text{mm})$$

Cuantía mínima:

$$\rho_{min} = \left( \frac{1,4}{f_y} \right) \quad \rho_{min} = 0,0033$$

En los apoyos :

$$R = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$R = 0,90$$

En el centro :

$$R = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$R = 0,45$$

Factores :

$$\alpha = 0,72 - \left( 0,04 * \frac{f'c - 28}{7} \right) \quad \alpha = 0,760$$

$$\beta = 0,425 * \left( 0,025 * \frac{f'c - 28}{7} \right) \quad \beta = 0,450$$

Factores :

$$\alpha = 0,72 - \left( 0,04 * \frac{f'c - 28}{7} \right) \quad \alpha = 0,760$$

$$\beta = 0,425 * \left( 0,025 * \frac{f'c - 28}{7} \right) \quad \beta = 0,450$$

Cuantía de acero :  $\rho_{min} = 0,0033$   
 $\rho = 0,0022$  No cumple con la cuantía mínima  
 0,90 Ingresar con búsqueda de objeto exacto

Área de acero requerida :

$$As = \rho * b * d$$

$$As = 60,00 \quad (\text{mm}^2) \quad \text{Cálculada con la } p \text{ mayor en comparación con la } p \text{ mínima reglamentaria}$$

Cuantía de acero :  
 $\rho = 0,0011$  No cumple con la cuantía mínima  
 0,45 Ingresar con búsqueda de objeto exacto

Área de acero requerida :

$$As = \rho * b * d$$

$$As = 60,00 \quad (\text{mm}^2) \quad \text{Cálculada con la } p \text{ mayor en comparación con la } p \text{ mínima reglamentaria}$$

Ø	Cantid	Área Un	Área Tot	Unidades
12	1	113,1	113,1	(mm <sup>2</sup> )
+				
0	0	0	0	(mm <sup>2</sup> )
Área total			113,1	(mm <sup>2</sup> )

El área de acero longitudinal cumple con el requerimiento

Ø	Cantid	Área Un	Área Tot	Unidades
12	1	113,1	113,1	(mm <sup>2</sup> )
+				
0	0	0	0	(mm <sup>2</sup> )
Área total			113,1	(mm <sup>2</sup> )

El área de acero longitudinal cumple con el requerimiento

### 5.-) Diseño por corte :

Cortante requerido :

$$Vu = R1 \left( \frac{\frac{L}{2} - d - \frac{Dc}{2}}{\frac{L}{2}} \right) Vu = 3,76 \quad (\text{KN})$$

Cortante soportado por concreto:

$$Vc = 0,17 \lambda \sqrt{f'c} bw * d \quad Vc = 14,02 \quad (\text{KN})$$

Condición :

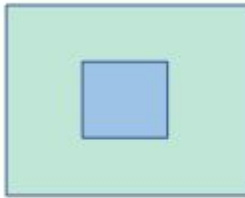
$$\emptyset Vc \geq Vu$$

$$10,517 \quad (\text{KN}) \geq 3,76 \quad (\text{KN})$$

El hormigón absorbe todos los esfuerzos generados por corte, no necesita refuerzo transversal, colocar el mínimo.

6.-) Diseño a punzonamiento:

6.1.-) Perímetro crítico:



$$b_o = 4(L_c + d)$$

$$b_o = 2720 \text{ (mm)}$$

6.1.-) Cortante asumido por el hormigón:

Consideraciones:

*Nota: estos factores son referentes al paño crítico de análisis:*

Factores columnas:		Factor geométrico:	
Internas	$\alpha : 40$	$\beta = \frac{L_n \text{ Mayor}}{L_n \text{ Menor}}$	$\beta = 1,2$
Esquinas	$\alpha : 10$		
Borde	$\alpha : 30$		

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'_c} * b_o * d \quad V_{c1} = 995,0 \text{ (KN)}$$

$$V_{c2} = 0,085 \left(\frac{\alpha}{b_o} * d + 2\right) \sqrt{f'_c} * b_o * d \quad V_{c2} = 886,233 \text{ (KN)}$$

$$V_{c3} = 0,34 \sqrt{f'_c} * b_o * d \quad V_{c3} = 762,834 \text{ (KN) se asume este cortante para el análisis}$$

*Nota: de los cortantes se trabajara con el menor.*

6.2.-) Cortante nominal de diseño:

$$V_n = \phi V_c ; \phi = 0,75 \quad V_n = 572,13 \text{ (KN)}$$

6.3.-) Cortante de diseño requerido:

Área contributiva de columnas crítica:

$$A_c = 18,92 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$V_u = A_c * U \quad V_u = 265,258 \text{ (KN) El modelo resiste los esfuerzos cortantes por punzonamiento, se aprueba el diseño.}$$

7.-) Cálculo de acero para retracción y temperatura para losa :

Cuánta reglamentaria	Asumir:		Varillas	
$p = 0,0018$	$b = 1000 \text{ (mm)}$	Ingresar	$\phi = 6 \text{ (mm)}$	
Para franja de losa	$\phi = 6 \text{ (mm)}$		$A_s = 28,27 \text{ (mm}^2\text{)}$	
$A_s = \rho * b * d$		El área de acero cumple con el requerimiento.	$\# = 2,36 \text{ Varillas}$	
$A_s = 66,60 \text{ (mm}^2\text{)}$		Cumple con la separación máxima de 450 mm.	Asumo 3 Varillas	
			$A_{st} = 84,823 \text{ (mm}^2\text{)}$	
			Separación	
			327	(mm)