



UTMACH

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

CÁLCULO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CINCO NIVELES MEDIANTE LA
APLICACIÓN DEL MÉTODO ANALÍTICO ESTRUCTURAL CROSS CON
DESPLAZAMIENTO LATERAL

TRABAJO PRÁCTICO DEL EXAMEN COMPLEXIVO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:

BALCAZAR MORAN JORGE ARMANDO

MACHALA - EL ORO

CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR

Yo, BALCAZAR MORAN JORGE ARMANDO, con C.I. 0703996736, estudiante de la carrera de INGENIERÍA CIVIL de la UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL de la UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA, en calidad de Autor del siguiente trabajo de titulación CÁLCULO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CINCO NIVELES MEDIANTE LA APLICACIÓN DEL MÉTODO ANALÍTICO ESTRUCTURAL CROSS CON DESPLAZAMIENTO LATERAL

- Declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional. En consecuencia, asumo la responsabilidad de la originalidad del mismo y el cuidado al remitirme a las fuentes bibliográficas respectivas para fundamentar el contenido expuesto, asumiendo la responsabilidad frente a cualquier reclamo o demanda por parte de terceros de manera EXCLUSIVA.

- Cedo a la UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA de forma NO EXCLUSIVA con referencia a la obra en formato digital los derechos de:
 - a. Incorporar la mencionada obra al repositorio digital institucional para su democratización a nivel mundial, respetando lo establecido por la Licencia Creative Commons Atribución-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional (CC BY-NC-SA 4.0), la Ley de Propiedad Intelectual del Estado Ecuatoriano y el Reglamento Institucional.

 - b. Adecuarla a cualquier formato o tecnología de uso en internet, así como incorporar cualquier sistema de seguridad para documentos electrónicos, correspondiéndome como Autor(a) la responsabilidad de velar por dichas adaptaciones con la finalidad de que no se desnaturalice el contenido o sentido de la misma.

Machala, 25 de noviembre de 2015


BALCAZAR MORAN JORGE ARMANDO
C.I. 0703996736

RESUMEN

A lo largo de la historia nuestro planeta siempre se ha visto expuesto a una serie de fenómenos naturales los cuales han causado daños considerables, en algunas estructuras viéndolos desde el punto de vista ingenieril. Esto es debido a que no se ha tomado las precauciones y a veces las correcciones necesarias como para soportar alguna fuerza inesperada provocada por un evento.

Referenciando las consecuencias que podría ocasionarse a la hora de un fenómeno diríamos entonces que el análisis estructural es de vital importancia e imprescindible en cualquier tipo de obra civil; porque es el proceso mediante el cual determinamos las respuestas de una estructura sometida a cargas o acciones específicas.

Esta respuesta generalmente se mide cuantificando las fuerzas internas y las deformaciones producidas por diferentes efectos que inciden en toda la estructura del edificio, como es el caso nuestro, la carga sísmica, carga viva, carga muerta, etc.

El análisis se lo hace entonces para poder diseñar los elementos que garantizarán una buena funcionalidad y soporte de carga en condiciones seguras, parámetros que se deben cumplir en cualquier obra.

Para ello entonces en el presente trabajo se realizó todo el análisis emitido en el problema que permitirá en lo posterior poder diseñar dichos elementos, considerando que se tomó en cuenta el método sísmico estático para determinar las fuerzas horizontales, predimensionamiento de las columnas y vigas del pórtico con las fórmulas del hormigón y la aplicación del Método de Cross con desplazamiento lateral como se mostrara en el desarrollo más adelante.

Sería importante mencionar entonces que como nuestro país se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico los análisis y diseños se los haga sismo resistentes en cualquier tipo de obra que se trate, para poder contrarrestar las fuerzas que podrían alterar la estructuración a futuro.

SUMMARY

Throughout history our planet has always been exposed to a series of natural disasters which have caused considerable damage in some structures watching from the engineering point of view. This is because it has not taken the necessary precautions and sometimes corrections to withstand any sudden force caused by an event.

Referencing the consequences that could arise when a phenomenon then we would say that structural analysis is vital and essential in any type of civil works; because it is the process by which we determine the responses of a subject or specific actions to load structure.

This response usually measured by quantifying the internal forces and deformations caused by different effects that affect the entire building structure, such as ours, seismic loads, live loads, dead load, etc.

The analysis does then to design elements that ensure good functionality and charging cradle safely, parameters that must be met in any work.

To do so in this work all the analysis issued in the problem which will in later to design these elements was performed, considering that it took into account the static seismic method to determine the horizontal forces, pre-dimensioning of the columns and beams of the gantry with concrete formulas and the application of Method Cross with lateral displacement as will be shown later in development.

Then it would be important to mention that as our country is in an area of high seismic risk analyzes and designs make them earthquake resistant in any type of work concerned, to counteract the forces that could alter the future structure.

INTRODUCCIÓN

El análisis es muy importante dentro de cualquier área que se encuentre desde su punto de vista, tan vital como para desarrollar un diagnóstico que nos dé la certeza para poder satisfacer con efectividad los resultados que se obtengan y nos permitan complementar con buenas respuestas que se den al mismo.

En la ingeniería civil en cuanto tiene que ver con el análisis estructural es imprescindible realizarlo porque es el que nos da la pauta para realizar los diferentes cálculos y diseñar de buena manera los elementos que conforman las estructuras. Para esto en el presente trabajo se ha planteado realizar el análisis por el método estático sísmo resistente de un edificio de cinco niveles, para ello se tiene como propuesta del emitido entonces desarrollar primeramente el cálculo del cortante basal total tomando en consideración que el edificio está fijo en la base verificando que los desplazamientos laterales permanezcan dentro del intervalo elástico en la dirección analizada, bajo la aplicación del cortante basal estático equivalente para el estado límite de servicio, siguiendo un procedimiento de cálculo que en su mayoría está basado en tablas optimizadas en base a estudios de resultados donde intervienen una serie de coeficientes, factores, periodos, etc.; considerando el peligro sísmico expuesto por la norma ecuatoriana de la construcción (NEC 2015), para obtener las fuerzas horizontales en los diferentes niveles del edificio. Tenemos que considerar que hay que hacer un predimensionamiento de los elementos de la estructura, dándonos con esto una orientación para el diseño definitivo de las secciones que darán el soporte necesario de la estructura sin alteraciones a futuro. Análisis que se hizo en el pórtico crítico obteniendo los momentos flectores mayores debido a las áreas de aportación que generan las cargas mayoradas.

Nuestro tema central en este trabajo es la aplicación del método Cross, secuentemente para esto se ha hecho una breve introducción del mismo. Existen varios métodos para el cálculo de estructuras reticuladas. En estos últimos años el más difundido de todos ha sido el método de Cross, o de aproximaciones sucesivas.

En el caso de pórticos de varios pisos, existe la posibilidad del desplazamiento horizontal de los nudos. En su cálculo, se supone a veces que los nudos no pueden desplazarse, o sea que son fijos lo cual abrevia dicho cálculo extraordinariamente, pero no permite estudiar la acción de las fuerzas horizontales (viento), pues estos son, en esencia, fuerzas horizontales que producen un desplazamiento de los nudos.

Los cálculos estáticos requieren a veces gran precisión (hasta en 1%) y el hecho de despreciar el desplazamiento horizontal de los nudos puede dar errores tan grandes que incluso lleguen a cambiar el signo de los momentos; por este motivo, y esto es lo que se trata en este libro, se ha buscado un nuevo método de cálculo de los desplazamientos horizontales que simplifiquen su obtención.

Debo advertir desde un principio que es erróneo suponer que un método de “aproximaciones sucesivas” sea por ello un método aproximado, pues un método aproximado es aquel que proporciona en realidad resultados aproximados y los métodos de “aproximaciones sucesivas” dan resultado con la precisión que se desee, cuando se continua el cálculo hasta llegar a apurar estos resultados.

En un método calificado como “exacto”, resueltos, por ejemplo, mediante el planteamiento de las ecuaciones de deformación, los resultados obtenidos son también hasta cierto punto aproximado, pues depende del número de cifras decimales con que calculemos los resultados de las incógnitas. Un método de “aproximaciones sucesivas” (como por ejemplo el Método de Cross) puede llegar a la misma exactitud en los resultados que un método “exacto”, continuando las iteraciones hasta donde queramos. (2)

OBJETIVO GENERAL

Analizar la estructura aporticada del edificio propuesto que tiene cinco niveles de piso, aplicando el método analítico de distribución de momentos o también conocido como Método de Cross con desplazamiento lateral, partiendo de un dimensionamiento previo de los elementos y el análisis estático equivalente sismo resistente.

DESARROLLO

Para el presente trabajo se realizó el predimensionamiento de los elementos estructurales, en base al pórtico crítico analizado, teniendo como datos generales WD, WL (sin considerar peso de vigas y columnas), metrado de cargas (WD, WL) , carga sísmica (NEC- IS) AREAS DE APORTACIÓN. Aquí se hizo una modelación del pórtico crítico con el programa computacional (SAP 2000) donde se asignaron cargas, realizamos el análisis y obtuvimos resultados de cortante y momentos.

Hay que tomar en cuenta en el análisis, que en nuestro caso se obtuvo un valor de momento mayor generado en el nivel 1 de $M_u = 15.38 \text{ TN} - \text{m}$ que nos sirvió como dato para el cálculo.

Para ello partimos desde el cálculo de la cuantía balanceada con la fórmula:

$$\rho = 0.85\beta' \frac{f'c}{f} * \frac{6}{6 + f}$$

De donde:

ρ = cuantía balanceada (sin unidad)

β' = factor en función de $f'c$

$f'c$ = resistencia nominal del concreto (kg/cm^2)

f = resistencia nominal del acero (kg/cm^2)

El valor β' se lo obtiene de la condición $f'c \leq 280 \text{ kg}/\text{cm}^2$; $\beta' = 0.85$ teniendo en cuenta que β' no debe ser menor que **0.65**

Entonces:

$$\rho = 0.85 * 0.85 * \frac{240 \text{ kg}/\text{cm}^2}{(6300 + 4200) \text{ kg}/\text{cm}^2}$$

$$\rho = 0.025$$

Calculamos ahora la cuantía máxima para usos sísmicos sabiendo que:

$$\rho_m = 0.75\rho_b \text{ para casos normales y } \rho_m = 0.5\rho_b \text{ para casos sísmicos.}$$

Para nuestro cálculo sería:

$$\rho_m = 0.5\rho_b = 0.5(0.025) = 0.012$$

Ahora bien calculamos el factor de resistencia (R) a la flexión del concreto cuya fórmula es:

$$R = \rho_m \cdot \rho_y \left(1 - \frac{0.59 \rho_m \cdot f_y}{f_c} \right)$$

Reemplazando valores en la ecuación tenemos:

$$R = \rho_m \cdot \rho_y \left(1 - \frac{0.59 \rho_m \cdot f_y}{f_c} \right)$$

$$R = 0.012 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2 \left(1 - \frac{0.59 \times 0.012 \times 4200 \text{ kg/cm}^2}{240 \text{ kg/cm}^2} \right)$$

$$R = 52.02 \left(1 - 0.128 \right)$$

$$R = 45.37 \text{ kg/cm}^2$$

Como sabemos que el momento nominal (Mn), es $M = Rbd^2$, tendríamos ahora:

$$M_n = 45.37bd^2 .$$

Calculamos ahora el momento último para ello tenemos que multiplicar el **Mn** por un coeficiente constante de reducción de resistencia $\phi = 0.9$, quedando

$$M_u = \phi M_n \rightarrow \text{Reemplazando } M_n \text{ tenemos } M_u = \phi Rbd^2$$

Despejando bd^2 de ecuación anterior

$$\text{Tenemos que } bd^2 = \frac{M}{\phi R}$$

El M_u a utilizar es el momento mayor obtenido del pórtico crítico un $M_u = 15.38 \text{ TN} - \text{m}$

Entonces

$$bd^2 = \frac{1}{0.9 \cdot 45.37} \frac{\text{k} \cdot \text{c}^2}{\text{k} \cdot \text{c}^2}$$

$$bd^2 = 37.665,61$$

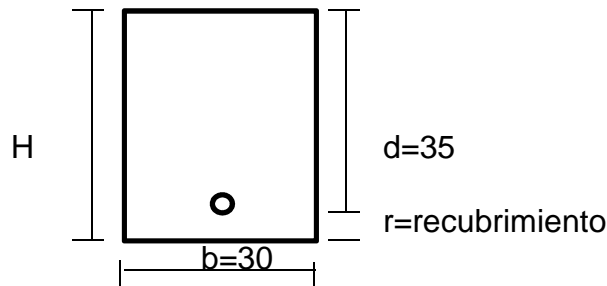
Por último para obtener la sección transversal de la viga lo que se hace es asumir un valor cualquiera considerable de base para encontrar valor del peralte (**d**):

Así en la expresión:

$$bd^2 = 37665.61\text{cm}^3 \rightarrow d = \sqrt{\frac{37665.61}{b}}$$

Asumió $d = 30\text{cm}$

Entonces:



$$d = \sqrt{\frac{37665,61\text{cm}^3}{30\text{cm}}} = \sqrt{1255,52\text{cm}^2} = 35,439\text{cm}$$

Donde la altura sería

$r =$ recubrimiento
 $b = 30$
 $H =$ peralte

$$H = d + r$$

$$H = 35,45 + 6$$

$$H = 41.43$$

Por cuestiones de diseño la sección quedaría redondeada entonces sección sería **(30 x 45) cm**

NOTA: Para el resto del cálculo de las vigas se lo hace bajo el mismo procedimiento.

Ahora en cuanto tiene que ver con el predimensionamiento de las columnas se lo hace considerando los efectos más desfavorables por sismo; para el análisis en columnas también se utiliza el **programa SAP 2000**, para llegar a establecer el valor **Pu** que como resultado nuestro tenemos $Pu = 152,43 \text{ Tn}$.

El valor de la Resistencia del concreto es de $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$, y es el mismo valor utilizado en el cálculo anterior de las vigas.

Además con las expresiones siguientes:

En donde:

$A_g =$ área gruesa requerida (cm^2)
 $P = c_1 \quad m \quad (\text{kg})$

$f'c$ = resistencia del concreto (K /c^2)

Para columnas esquineras

$$A = \frac{P}{0.18f'c} \quad \text{Ia}$$

Para columnas del centro:

$$A = \frac{P}{0.25f'c} \quad \text{IIa}$$

Para columnas de bordes:

$$A = \frac{P}{0.20f'c} \quad \text{II a}$$

Podemos calcular la sección requerida; para el caso nuestro se escogió la expresión **IIa**, por tratarse de columnas centrales y está sufriendo la mayor carga; consecuentemente se hizo el análisis bajo este concepto.

Entonces como datos tendremos:

$$P = 152,43 T \quad \frac{1 \text{ k}}{1T} = 152430 \text{ Kg}$$

$$f'c = 240 \frac{\text{k}}{c^2}$$

Tomando la fórmula **IIa**

$$A = \frac{P}{0.25f'c} \quad \text{IIa}$$

Reemplazando P y $f'c$ te :

$$A = \frac{152,43 \text{ k}}{0.25 (240 \frac{\text{k}}{c^2})} = 2540,50 c^2$$

De esta área se obtendrá la sección que la haremos que sea cuadrado por tratarse de columna

Donde se asume valores de (b) para obtener **h**.

EJEMPLO:

$$b \cdot h = A_g$$

A_g 2540,50
--

$$b \cdot h = 2540,50c^2$$

$$h = \frac{2 \cdot .5}{b}$$

b	h
30	84,68
40	63,51
50	50,81

La sección de columnas en el primer nivel del edificio sería de (50x50) cm, para el resto de niveles se sigue el mismo procedimiento de cálculo con los diferentes valores de **Pu** (carga mayorada) propuestos en cada piso.

Nuestra segunda etapa de cálculo consiste en determinar las fuerzas horizontales para ello necesitamos primero encontrar el cortante basal total (V) de la estructura, el cual lo calculamos siguiendo la secuencia desarrollada a continuación; la misma que se basa en su mayoría en la utilización de tablas establecidas por la NEC 15, de donde obtenemos una serie de coeficientes, factores, periodos de vibración, etc. Para luego multiplicarlo por el peso total del edificio y así obtener el cortante total.

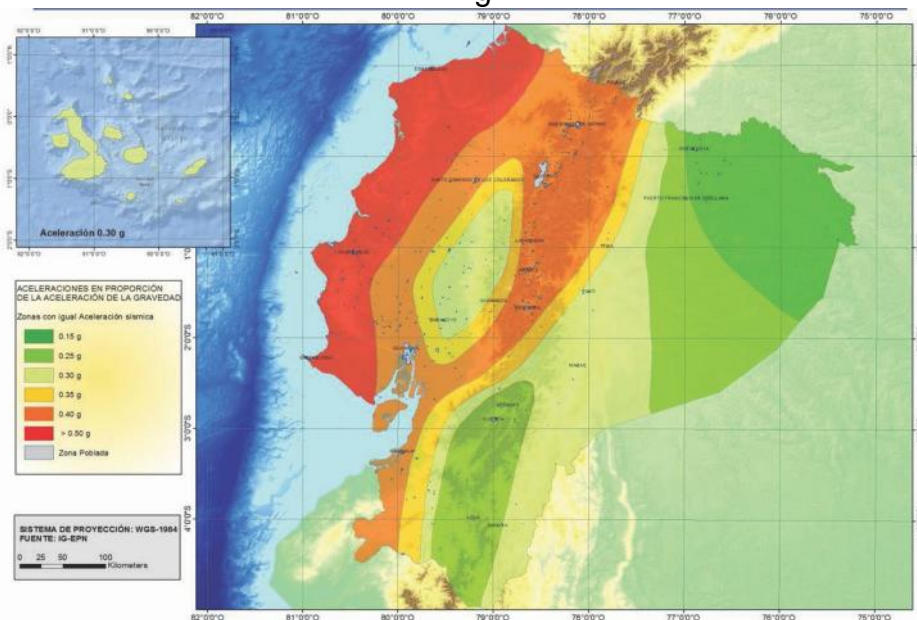
Para este cálculo hay que tomar en cuenta el peligro sísmico y empezamos así:

Se obtiene primero el factor (z) en base a la zona sísmica de nuestro país como mostramos en cuadro de las poblaciones ecuatorianas y su factor z.

Zonas sísmicas y curvas de peligro sísmico

El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z, de acuerdo al mapa mostrado en (fig. 1).

Fig. 1



Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
SAN JUAN DE PASTOCALLE	SAN JUAN DE PASTOCALLE	LATACUNGA	COTOPAXI	0.40
TANICUCHA	TANICUCHI	LATACUNGA	COTOPAXI	0.40
TOACASO	TOACASO	LATACUNGA	COTOPAXI	0.40
MULALO	MULALO	LATACUNGA	COTOPAXI	0.40
SAN AGUSTIN DE CALLO	MULALO	LATACUNGA	COTOPAXI	0.40
SAN MIGUEL DE SALCEDO	SAN MIGUEL	SALCEDO	COTOPAXI	0.40
PUJILI	PUJILI	PUJILI	COTOPAXI	0.40
PORTOVELO	PORTOVELO	PORTOVELO	EL ORO	0.30
CHILLA	CHILLA	CHILLA	EL ORO	0.30
PACCHA	PACCHA	ATAHUALPA	EL ORO	0.30
PIÑAS	PIÑAS	PIÑAS	EL ORO	0.30
ZARUMA	MALVAS	ZARUMA	EL ORO	0.30
HUAQUILLAS	HUAQUILLAS	HUAQUILLAS	EL ORO	0.40
SANTA ROSA	SANTA ROSA	SANTA ROSA	EL ORO	0.40
ARENILLAS	ARENILLAS	ARENILLAS	EL ORO	0.40
BELLAVISTA	BELLAVISTA	SANTA ROSA	EL ORO	0.40
MACHALA	MACHALA	MACHALA	EL ORO	0.40
BALSAS	BALSAS	BALSAS	EL ORO	0.35
MARCABELI	MARCABELI	MARCABELI	EL ORO	0.35
PASAJE	PASAJE	PASAJE	EL ORO	0.35
BELLA MARIA	BELLAMARIA	SANTA ROSA	EL ORO	0.40
EL GUABO	EL GUABO	EL GUABO	EL ORO	0.40
LA UNION	LA UNION	QUININDE	ESMERALDAS	0.50
VICHE	VICHE	QUININDE	ESMERALDAS	0.50
MONTERREY	ROSA ZARATE (QUININDE)	QUININDE	ESMERALDAS	0.50
LA VILLEGAS	ROSA ZARATE (QUININDE)	QUININDE	ESMERALDAS	0.50
ATACAMES	ATACAMES	ATACAMES	ESMERALDAS	0.50
ROSA ZARATE	ROSA ZARATE (QUININDE)	QUININDE	ESMERALDAS	0.50
BOLIVAR	BOLIVAR	MUISNE	ESMERALDAS	0.50
LA INDEPENDENCIA	ROSA ZARATE (QUININDE)	QUININDE	ESMERALDAS	0.50

Fig # 2

Se escogió el valor de **Z = 0,35** debido a que se está realizando el análisis estructural en la zona marcada.

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

FUENTE : [www.normaconstruccion.ec/capitulos_nec_2015_SE_DS_\(peligro sísmico\)](http://www.normaconstruccion.ec/capitulos_nec_2015_SE_DS_(peligro_sismico)).

TIPOS DE PERFILES DE SUELOS PARA EL DISEÑO SÍSMICO

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la **tabla # 2**.

Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciados deben subdividirse, asignándoles un subíndice *i* que va desde 1 en la superficie, hasta *n* en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil.

Para el perfil tipo F se aplican otros criterios, como los expuestos en la sección y la respuesta no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con espesor de suelo significativo.

Tabla 2.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con	$N \geq 50.0$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$

F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:
	F1 —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.
	F2 —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).
	F3 —Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)
	F4 —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)
	F5 —Suelos con contrastes de impedancia ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.
F6 —Rellenos colocados sin control ingenieril.	

FUENTE : [www.normaconstruccion.ec/capitulos_nec_2015_SE_DS_\(peligro sísmico\)](http://www.normaconstruccion.ec/capitulos_nec_2015_SE_DS_(peligro_sismico)).

Ahora obtenemos los valores de los coeficientes del perfil del suelo en base al subsuelo de las siguientes tablas: **tabla # 3, tabla # 4, tabla # 5.**

Coeficientes de perfil de suelo: Fa, Fd y Fs.

COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN DE SUELO EN LA ZONA DE PERÍODO CORTO. (Fa)

En la **Tabla # 3** se presentan los valores del coeficiente **Fa** que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

TABLA # 3

Tipo de perfil de subsuelo	Zona sísmica y factor z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.6	1.4	1.23	1.25	1.20	1.12
E	1.8	1.24	1.25	1.10	1.00	0.85
F	Tipo de suelo y factores de sitio Fa.					

FUENTE : [www.normaconstruccion.ec/capitulos_nec_2015_SE_DS_\(peligro sísmico\)](http://www.normaconstruccion.ec/capitulos_nec_2015_SE_DS_(peligro_sismico)).

AMPLIFICACIÓN DE LAS ORDENADAS DEL ESPECTRO ELÁSTICO DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTOS PARA DISEÑO EN ROCA (Fd)

En la **Tabla # 4** se presentan los valores del coeficiente **Fd** que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos del sitio.

TABLA # 4

tipo de perfil de subsuelo	Zona sísmica y factor z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.6	1.4	1.23	1.25	1.20	1.12
E	1.8	1.24	1.25	1.10	1.00	0.85
F	Tipo de suelo y sitio Fa.					

FUENTE : [www.normaconstruccion.ec/capitulos_nec_2015_SE_DS_\(peligro sismico\)](http://www.normaconstruccion.ec/capitulos_nec_2015_SE_DS_(peligro_sismico)).

COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LOS SUELOS (Fs)

En la **Tabla # 5** el comportamiento no lineal de los suelos se presentan los valores del coeficiente **Fs**, que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos

TABLA # 5

tipo de perfil de subsuelo	Zona sísmica y factor z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
F	Tipo de suelo y factores de comportamiento inelástico del subsuelo Fs.					

FUENTE : [www.normaconstruccion.ec/capitulos_nec_2015_SE_DS_\(peligro sismico\)](http://www.normaconstruccion.ec/capitulos_nec_2015_SE_DS_(peligro_sismico)).

Luego se determina para estructuras de edificación, el valor de **T** de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t * h_n^\alpha \quad (1)$$

De donde:

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio.

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base del edificio en metros.

T = Periodo de vibración.

α = Independencia del semiespacio.

Como datos obtenemos la altura h_n , multiplicando la altura de entrepiso por el número de niveles así:

$$h_n = (2.80 \text{ m}) \cdot 5 = \mathbf{14 \text{ metros.}}$$

Seguido a esto se extrae los valores de C_t y α , de la **TABLA 6** mostrada a continuación de acuerdo al tipo de estructura.

TABLA # 6

Tipo de estructura	C_t	α
Estructura de acero		
Sin arriostamiento	0.072	0.800
Con arriostamiento	0.073	0.750
Pórticos especiales de hormigón amado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.900
Con muros estructural o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.750

FUENTE:www.normaconstruccion.ec/capitulos_nes_2015_SE_DS_(peligro sísmico).

Reemplazando valores de C_t , α y h_n en la ecuación

$$T = C_t * h_n^\alpha \quad (1)$$

Entonces: $T = 0.055 \cdot 14^{0.9} = \mathbf{0.597 \text{ seg}}$

Se cuenta además con una nueva ecuación generada por la **NEC 15**,

$$T_c = 0.55 * F_s * F / F$$

Para determinar los límites del periodo de vibración, donde **Tc** es el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Calculamos ahora:

$$T_c = 0.55 (1.28) (1.19 / 1.25) = \mathbf{0.670 \text{ seg.}}$$

Hacemos la comparación con los periodos de vibración obtenidos para aplicar la expresión requerida según las condiciones siguientes

$$\begin{array}{l} \mathbf{0} \quad T \quad T_c \qquad \mathbf{Sa = n Z Fa} \quad \mathbf{O.K} \\ T \quad T_c \qquad \mathbf{Sa = n Z \left(\frac{T}{T_c}\right)^r} \end{array}$$

De donde:

Sa = Es el espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

n = Razón entre la aceleración espectral Sa (T = 0.1 s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

Z = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g.

Aplicamos entonces $\mathbf{Sa = n Z Fa}$

Asimismo, de los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que se obtienen a partir de los valores de aceleraciones espectrales proporcionados por las curvas de peligro sísmico de la sección y, normalizándolos para la aceleración máxima en el terreno Z, se definieron los valores de la relación de amplificación espectral, (Sa/Z, en roca), que **varían dependiendo de la región del Ecuador**, adoptando los siguientes valores: • = **1.80** :

Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas), • = 2.48 :

Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos • = 2.60 :

Provincias del Oriente (2).

Calculamos : $\mathbf{Sa = 1.80 \cdot 0.35 \cdot 1.25 = \mathbf{0.788.}}$

Ahora se calcula el valor de K, que es:

K = Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T.

Y se lo calcula con la expresión que cumpla la condición debida; donde K está en función de T, la ecuación se la toma de la siguiente **TABLA 7.**

TABLA #7

Valores de T (S)	K
≤ 0.50	1
0.5 < T ≤ 2.5	0.75 + 0.50 T
> 2.5	2

FUENTE: www.normaconstruccion.ec/capitulos_nes_2015_SE_DS_(peligro sísmico).

Demostración: **0.5 0.597 2.5** , para K sería entonces:

$$K = 0.75 + 0.5 T = 0.75 + 0.5 * 0.597$$

Como resultado quedaría **K = 1.045 seg.**

Los términos que se definen a continuación son los que intervienen en la fórmula del cortante basal que nos servirá para calcular las fuerzas horizontales y cuyos valores se los encuentra en las **tablas** proporcionadas por **NEC 15**.

I = Coeficiente de importancia.

E , **P** = Coeficientes de configuración de elevación y planta.

R= Factor de reducción de resistencia de repuesta sísmica.

La estructura a construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la **Tabla # 6** y se adoptará el correspondiente factor de importancia (**I**). El propósito del factor (**I**) es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrirmenores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

TABLA #6

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, centros de salud, o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, policía, bomberos. Defensa civil. Garajes, estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control de área, estructura de centro de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques o estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias 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 alberguen más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificios y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

FUENTE: www.normaconstruccion.ec/capitulos_nec_2015_SE_DS_(peligro sísmico).

Para encontrar el coeficiente R se lo obtendrá de las siguientes tablas (7 – 8)

TABLA # 7. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.

Sistema estructurales Dúctiles	R
Sistema Duales	
Pórticos especiales sísmico resistente, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistema duales)	8
Pórticos especiales sísmico resistente de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) con muros estructurales de hormigón amado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistente de hormigón armado con viga 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 sismo resistente, 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	
Sistema de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

FUENTE: [www.normasconstruccion.ec/capitulos_nec_2015_SE_DS_\(peligro sísmico\)](http://www.normasconstruccion.ec/capitulos_nec_2015_SE_DS_(peligro_sismico)).

TABLA #8. Coeficiente R para sistemas de ductilidad limitada.

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momentos.	
Hormigón armado con sección de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM limitadas a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electro soldada de alta resistencia.	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

FUENTE:www.normasconstruccion.ec/capitulos_nec_2015_SE_DS_(peligro sísmico).

En cuanto tiene que ver con los coeficientes de regularidad tanto en planta (P) como en elevación (ϕE) se ha estipulado un **valor de 1**, porque la estructura no contempla ninguna de las irregularidades descritas en las siguientes tablas.

Tabla #9 para P , tabla #10 y #11 para E.

Tabla #9

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{E1}=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_{P1}=1$	
<p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporricados, es constante en todos los niveles. $\phi_{E1}=1$</p>		<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_{P1}=1$</p>	<p>(a)</p> <p>(b)</p>
<p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_{E1}=1$</p>	<p>(a)</p> <p>(b)</p>		<p>(c)</p>

Tabla 11: Configuraciones estructurales recomendadas

FUENTE: [www.normasconstruccion.ec/capitulos_nec_2015_SE_DS_\(peligro sismico\)](http://www.normasconstruccion.ec/capitulos_nec_2015_SE_DS_(peligro_sismico)).

Tabla #10

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA	
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos verticales. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>	
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>	<p>$R1 < 0.70 R2$</p>		
<p>Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>			

Tabla 12: Configuraciones estructurales no recomendadas

FUENTE: [www.normasconstruccion.ec/capitulos_nec_2015_SE_DS_\(peligro sismico\)](http://www.normasconstruccion.ec/capitulos_nec_2015_SE_DS_(peligro_sismico)).

Tabla #11

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_R=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$</p> <p>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.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_R=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>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.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_R=0.9$ a) $C \times D > 0.5A \times B$ b) $[C \times D + C \times E] > 0.5A \times B$</p> <p>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.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_R=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</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>	

Tabla 13: Coeficientes de irregularidad en planta

FUENTE:www.normasconstruccion.ec/capitulos_nec_2015_SE_DS_(peligro sísmico).

Ya con todos los datos encontrados anteriormente los cuales se detallan a continuación, podemos calcular el cortante basal el mismo que nos servirá para determinar las fuerzas horizontales de nuestra estructura.

DATOS.

Sa = (0.788). Es el espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

R= (8). Factor de reducción de resistencia de repuesta sísmica.

I = (1). Coeficiente de importancia.

E, P = (1). Coeficientes de configuración de elevación y planta.

W = ? Carga sísmica reactiva. (Peso total de la estructura).

No sin antes encontrar el peso total de la estructura (W), para ello debemos obtener los pesos de los diferentes niveles del edificio con las dimensiones de las secciones de los 8 elementos, los datos de luces, alturas de entre pisos y las cargas muertas en los diferentes niveles. Para esto contamos con los siguientes valores.

Datos.

Nivel 1 = Niv 2 = Viga(0.30 0.45)m

Columna(0.50 0.50)m.

Nivel 3 = Niv 4 = Viga(0.30 0.40)m

Columna(0.45 0.45)m.

Terraza = Viga(0.30 0.35)m

Columna(0.40 0.40)m.

Altura entrepiso = 2.8 m.

L1 + L2 + L3 = 16m

T1 + T2 + T3 = 16m

Area = L * T = (16 m * 16m) = 256 m²

H^oA^o = 2400 Kg/m²

Terraza = (WD = 0.35T/m² y WL = 0.12T/m²)

WD = 0.35T/m² 256 m² = 89.60 Tn

Piso tipo = (WD = 0.50T/m² y WL = 0.20Tn/m²)

WD = 0.50T/m² 256 m² = 128 Tn

Cálculo.

Peso específico del Hormigón Armado

$\gamma H^o A^o = H^o A^o \quad 9.81 \text{ m/s}^2 = 2400 \text{ Kg/m}^2 \quad 9.81 \text{ m/s}^2 = 23544 \text{ N/m}^3 \quad 1\text{Tn}/9800\text{N} =$

$\gamma H^o A^o = 2.4 \text{ Tn/m}^3$

Peso de columna (0.50 * 0.50)m

$$Wc = \gamma H^u A^u \quad V_{col} = 2.4 \text{ Tn/m}^3 (0.5\text{m} \times 0.5\text{m} \times 2.8\text{m}) = \mathbf{1.68 \text{ Tn}}$$

Peso de viga (0.30 * 0.45)m

$$Wv = \gamma H^u A^u \quad V_{vig} = 2.4 \text{ Tn/m}^3 (0.30\text{m} \times 0.45\text{m} \times 14\text{m}) = \mathbf{4.54 \text{ Tn}}$$

Peso de total de columnas nivel 1.

$$WT \text{ col} = Wc \times 16 = 1.68 \text{ Tn} \times 16 = \mathbf{26.88 \text{ Tn}}$$

Peso total de vigas nivel 1.

$$WT \text{ vig} = Wv \times 8 = 4.54 \text{ Tn} \times 8 = \mathbf{36.29 \text{ Tn}}$$

Peso total del nivel 1

$$WT \text{ nivel 1} = WT \text{ col} + WT \text{ vig} + WD = 26.88 \text{ Tn} + 36.29 \text{ Tn} + 128 \text{ Tn} + 20.3 \text{ Tn} = \mathbf{211.47 \text{ Tn}}$$

$$WT \text{ nivel 2} = WT \text{ nivel 1} = \mathbf{211.47 \text{ Tn}}$$

Nivel 3

Peso de columna (0.45 * 0.45)m

$$Wc = \gamma H^u A^u \quad V_{col} = 2.4 \text{ Tn/m}^3 (0.45\text{m} \times 0.45\text{m} \times 2.8\text{m}) = \mathbf{1.36 \text{ Tn}}$$

Peso de viga (0.30 * 0.40)m

$$Wv = \gamma H^u A^u \quad V_{vig} = 2.4 \text{ Tn/m}^3 (0.30\text{m} \times 0.40\text{m} \times 14.2\text{m}) = \mathbf{4.09 \text{ Tn}}$$

Peso de total de columnas nivel 3.

$$WT \text{ col} = Wc \times 16 = 1.36 \text{ Tn} \times 16 = \mathbf{21.77 \text{ Tn}}$$

Peso total de vigas nivel 3.

$$\mathbf{WT\ vig = Wv \quad 8 = 4.09\ Tn \quad 8 = 32.72\ Tn}$$

Peso total del nivel 3

$$\mathbf{WT\ nivel\ 3 = WT\ col + WT\ vig + WD = 21.77\ Tn + 32.72Tn + 128\ Tn + 18.31\ Tn = 200.08\ Tn}$$

$$\mathbf{WT\ nivel\ 4 = WT\ nivel\ 3 = 200.08\ Tn.}$$

Peso de columna (0.40 * 0.40)m

$$\mathbf{Wc = \gamma H^u A^u \quad Vcol = 2.4\ Tn/m^3\ (0.40m \quad 0.40m \quad 2.8m) = 1.08Tn}$$

Peso de viga (0.30 * 0.35)m

$$\mathbf{Wv = \gamma H^u A^u \quad Vvig = 2.4\ Tn/m^3\ (0.30m \quad 0.35m \quad 14.4m) = 3.63\ Tn}$$

Peso de total de columnas nivel terraza.

$$\mathbf{WT\ col = Wc \quad 16 = 1.08\ Tn \quad 16 = 17.20\ Tn}$$

Peso total de vivas nivel terraza.

$$\mathbf{WT\ vig = Wv \quad 8 = 3.63\ Tn \quad 8 = 29.04\ Tn}$$

Peso total del nivel terraza

$$\mathbf{WT\ nivel\ terraza = WT\ col + WT\ vig + WD = 17.20\ Tn + 29.04Tn + 89.6\ Tn + 14.99\ Tn = 150.83\ Tn.}$$

Entonces la carga reactiva total será:

$$W_i = W_{niv\ 1} + W_{niv\ 2} + W_{niv\ 3} + W_{niv\ 4} + W_{terrazza} =$$

$$W_i = (211.47 + 211.47 + 200.08 + 200.08 + 150.83)\ Tn = 973.93\ Tn$$

Para ello la fórmula del cortante basal será:

$$\mathbf{V = \frac{I\ S}{R\ \Phi P\ \Phi E} \quad W}$$

reemplazando valores tendremos entonces:

$$V = \frac{1.07}{8.11} \cdot 973.93 = \mathbf{95.87 \text{ Tn}}$$

$$V = 95.87 \text{ Tn}$$

Finalmente para calcular las **Fuerzas Horizontales** se utilizará la siguiente expresión:

$$F = \frac{W}{\sum_{i=1}^n W} \frac{h^k}{h^k} V$$

Donde:

F_x = Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.

W_x = Peso asignado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente, según

h_x = altura del piso x de la estructura

W_i = Peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente) peso: w / cargas: W.

h_i = Altura del piso i considerada de la estructura.

K = Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T.

V = Cortante total en la base de la estructura para el DBF.

Los resultados se los expondrá en el siguiente cuadro de manera sintetizada.

Tabla # 12

CÁLCULO DEL CORTANTE					
NIVEL	ENTREPISO	W _i (TON)	H _i (M)	H _k (M)	V(TON)
terracea		150.83	14.00	15.79	95.87
	terracea				
4		200.08	11.2	12.51	95.87
	4				
3		200.08	8.40	9.26	95.87
	3				
2		211.47	5.60	6.06	95.87
	2				
1		211.47	2.80	2.93	95.87
	1				
planta baja			0.00		
	planta baja				
		Σ 973.93			

Tabla generada 12 : Análisis Sísmico Estático

Tabla # 13

FUERZAS Y CORTANTES				
Wi x Hk (t-m)	Fix (t)	Fiy (t)	Fxx (t)	Fyy (t)
2382.30	26.44	26.44	6.61	6.61
2502.50	27.77	27.77	6.94	6.94
1852.30	20.56	20.56	5.14	5.14
1281.20	14.22	14.22	3.55	3.55
620.60	6.89	6.89	1.72	1.72
8638.95	95.87	95.87		

Tabla generada 13

CALCULOS POR EL METODO DE CROSS

1. Cálculo de la Rigidez					
Nivel 1: Terraza			Entrepiso 1 , 2		
Vigas	b	H	Columnas	b	h
Sección (dcm):	3	3.5	sección (dcm)	4	4

Tramo	Inercia dcm4	Longitud dcm		Rigidez dcm3	Tramo	Inercia dcm4	Longitud dcm		Rigidez dcm3
FG	10.72	50	KFG =	0.21	FE	21.33	28	KFE =	0.76
GR	10.72	60	KGR =	0.18	GH	21.33	28	KGH =	0.76
RS	10.72	50	KRS =	0.21	RQ	21.33	28	KRQ =	0.76
					ST	21.33	28	KST =	0.76

Nivel 2:			Entrepiso 2,3		
Vigas	b	h	Columnas	b	h
Sección (dcm):	3	4	Sección (dcm):	4.5	4.5

Tramo	Inercia dcm4	Longitud dcm		Rigidez dcm3	Tramo	Inercia dcm4	Longitud dcm		Rigidez dcm3
EH	16	50	KEH	0.32	ED	34.17	28	KED	1.22
HQ	16	60	KHQ	0.27	HI	34.17	28	KHI =	1.22
QT	16	50	KQT	0.32	QP	34.17	28	KQP	1.22
					TU	34.17	28	KTU	1.22

Nivel 3:			Entrepiso 3,4		
Vigas	b	h	Columnas	b	h
Sección (dcm):	3	4	Sección (dcm):	4.5	4.5

Tramo	Inercia dcm4	Longitud dcm		Rigidez dcm3	Tramo	Inercia dcm4	Longitud dcm		Rigidez dcm3
DI	16	50	KDI =	0.32	DC	34.17	28	KDC	1.22
IP	16	60	KIP =	0.27	IJ	34.17	28	KIJ =	1.22
PU	16	50	KPU =	0.32	PO	34.17	28	KPO=	1.22
					UV	34.17	28	KUV	1.22

Nivel 4:			Entrepiso 4,5		
Vigas	b	H	Columnas	b	h
Sección (dcm):	3	4.5	Sección (dcm):	5	5

Tramo	Inercia dcm4	Longitud dcm		Rigidez dcm3	Tramo	Inercia dcm4	Longitud dcm		Rigidez dcm3
CJ	22.78	50	KCJ =	0.46	CB	52.08	28	KCB=	1.86
JO	22.78	60	KJO =	0.38	JK	52.08	28	KJK =	1.86
OV	22.78	50	KOV =	0.46	ON	52.08	28	KON=	1.86
					VW	52.08	28	KVW=	1.86

Nivel 5:			Entrepiso 5,6		
Vigas	b	H	Columnas	b	h
Sección (dcm):	3	4.5	Sección (dcm):	5	5

Tramo	Inercia dcm4	Longitud dcm		Rigidez dcm3	Tramo	Inercia dcm4	Longitud dcm		Rigidez dcm3
BK	22.78	50	KBK =	0.46	BA	52.08	28	KBA =	1.86
KN	22.78	60	KKN =	0.38	KL	52.08	28	KKL =	1.86
NW	22.78	50	KNW =	0.46	NM	52.08	28	KNM =	1.86
					WX	52.08	28	KWX =	1.86

2. Factor de Distribución δ_{ij}							
Nudo F		Nudo G		Nudo R		Nudo S	
FG =	0.220	GF =	0.186	RG =	0.155	SR =	0.220
FE =	0.780	GR =	0.155	RS =	0.186	ST =	0.780
		GH =	0.660	RQ =	0.660		
Nudo E		Nudo H		Nudo Q		Nudo T	
EF =	0.331	HG =	0.297	QR =	0.297	TS =	0.331
EH =	0.139	HQ =	0.104	QT =	0.125	TQ =	0.139
ED =	0.530	HE =	0.125	QH =	0.104	TU =	0.530
		HI =	0.475	QP =	0.475		
Nudo D		Nudo I		Nudo P		Nudo U	
DE =	0.442	IH =	0.403	PQ =	0.403	UT =	0.442
DI =	0.116	IP =	0.088	PU =	0.106	UP =	0.116
DC =	0.442	ID =	0.106	PI =	0.088	UV =	0.442
		IJ =	0.403	PO =	0.403		
Nudo C		Nudo J		Nudo O		Nudo V	
CD =	0.345	JI =	0.312	OP =	0.312	VU =	0.345
CJ =	0.129	JO =	0.097	OV =	0.116	VO =	0.129
CB =	0.526	JC =	0.116	OJ =	0.097	VW =	0.526
		JK =	0.475	ON =	0.475		
Nudo B		Nudo K		Nudo N		Nudo W	
BC =	0.445	KJ =	0.408	NO =	0.408	WV =	0.445
BK =	0.109	KN =	0.083	NW =	0.100	WN =	0.109
BA =	0.445	KB =	0.100	NK =	0.083	WX =	0.445
		KL =	0.408	NM =	0.408		
Nudo A		Nudo L		Nudo M		Nudo X	
AB =	1.000	LK =	1.000	MN =	1.000	XW =	1.000

3. Factor de Desplazamiento δ_{ij}^*			
Entrep	1, 2	Entrepisc	4, 5
$\delta_{FE}^* = \delta_{EF}^*$	0.125	$\delta_{CB}^* = \delta_{BC}^*$	0.125
$\delta_{GH}^* = \delta_{HG}^*$	0.125	$\delta_{JK}^* = \delta_{KJ}^*$	0.125
$\delta_{RQ}^* = \delta_{QR}^*$	0.125	$\delta_{ON}^* = \delta_{NO}^*$	0.125
$\delta_{ST}^* = \delta_{TS}^*$	0.125	$\delta_{VW}^* = \delta_{WV}^*$	0.125
Total	0.500	Total	0.500

Entrepi 2, 3		Entrepisc 5, 6	
$\delta''_{ED} = \delta''_{DE}$	0.125	$\delta''_{BA} = \delta''_{AB}$	0.125
$\delta''_{HI} = \delta''_{IH}$	0.125	$\delta''_{KL} = \delta''_{LK}$	0.125
$\delta''_{QP} = \delta''_{PQ}$	0.125	$\delta''_{NM} = \delta''_{MN}$	0.125
$\delta''_{TU} = \delta''_{UT}$	0.125	$\delta''_{WX} = \delta''_{XW}$	0.125
Total	0.500	Total	0.500

Entrepi 3, 4	
$\delta''_{DC} = \delta''_{CD}$	0.125
$\delta''_{IJ} = \delta''_{JI}$	0.125
$\delta''_{PO} = \delta''_{OP}$	0.125
$\delta''_{UV} = \delta''_{VU}$	0.125
Total	0.500

4. Momentos de Empotramiento M F							
Nivel 1: Terraza							
Tramo	WD (ton/m)	WL (ton/m)	Wu (ton/m)	Longitud mtrs.		M F	
FG	1.475	0.3	2.58	5	MFG =		ton-m
GR	1.745	0.355	3.05	6	MGR =	9.14	ton-m
RS	1.475	0.3	2.58	5	MRS =	5.36	ton-m
Nivel 2:							
EH	1.95	0.5	3.58	5	MEH =	7.46	ton-m
HQ	2.308	0.592	4.24	6	MHQ =	12.71	ton-m
QT	1.95	0.5	3.58	5	MQT =	7.46	ton-m
Nivel 3:							
DI	1.95	0.5	3.58	5	MDI =	7.46	ton-m
IP	2.308	0.592	4.24	6	MIP =	12.71	ton-m
PU	1.95	0.5	3.58	5	MPU =	7.46	ton-m
Nivel 4:							
CJ	2.075	0.5	3.76	5	MCJ =	7.82	ton-m
JO	2.455	0.592	4.44	6	MJO =	13.33	ton-m
OV	2.075	0.5	3.76	5	MOV =	7.82	ton-m
Nivel 5:							
BK	2.075	0.5	3.76	5	MBK =	7.82	ton-m
KN	2.455	0.592	4.44	6	MKN =	13.33	ton-m
NW	2.075	0.5	3.76	5	MNW =	7.82	ton-m

4. Momentos de Piso MP (de arriba hacia abajo) Carga				
Nivel	Entrepiso	Lateral (ton)	hIJ	Mp
1		6.609		18.506
	1		2.8	
2		6.943		37.946
	2		2.8	
3		5.139		52.336
	3		2.8	
4		3.555		62.289
	4		2.8	
5		1.722		67.11
	5		2.8	
PB				
	PB		0	
		23.968		

5. Momentos Desequilibrante ΣM^D_{ij}							
Nudo F (ton-m)	Nudo G (ton-m)	Nudo R (ton-m)	Nudo S (ton-m)				
$M^D_{ij} = 5.365$	$M^D_{ij} = 3.777$	$M^D_{ij} = -3.777$	$M^D_{ij} = -5.365$				
Nudo E	Nudo H	Nudo Q	Nudo T				
$M^D_{ij} = 7.458$	$M^D_{ij} = 5.251$	$M^D_{ij} = -5.251$	$M^D_{ij} = -7.458$				
Nudo D	Nudo I	Nudo P	Nudo U				
$M^D_{ij} = 7.458$	$M^D_{ij} = 5.251$	$M^D_{ij} = -5.251$	$M^D_{ij} = -7.458$				
Nudo C	Nudo J	Nudo O	Nudo V				
$M^D_{ij} = 7.823$	$M^D_{ij} = 5.507$	$M^D_{ij} = -5.507$	$M^D_{ij} = -7.823$				
Nudo B	Nudo K	Nudo N	Nudo W				
$M^D_{ij} = 7.823$	$M^D_{ij} = 5.507$	$M^D_{ij} = -5.507$	$M^D_{ij} = -7.823$				

6. Primera corrección por desplazamientos M col								
Entrepiso 1-2								
M FE =	-5.421	M GH =	-3.27	M RQ =	3.27	M ST =	5.421	0
M EF =	-4.561	M HG =	-2.803	M QR =	2.803	M TS =	4.561	0
							M col	0
Entrepiso 2-3								
M ED =	-5.602	M HI =	-3.553	M QP =	3.553	M TU =	5.602	0
M DE =	-5.274	M IH =	-3.364	M PQ =	3.364	M UT =	3.954	-1.32
							M col	-1.32
Entrepiso 3-4								
M DC =	-4.647	M IJ =	-2.975	M PO =	2.975	M UV =	4.647	0
M CD =	-4.348	M JI =	-2.775	M OP =	2.775	M VU =	4.348	0
							M col	0
Entrepiso 4-5								
M CB =	-5.857	M JK =	-3.74	M ON =	3.74	M VW =	5.857	0
M BC =	-5.542	M KJ =	-3.557	M NO =	3.557	M WV =	5.542	0
							M col	0
Entrepiso 5-6								
M BA =	-3.485	M KL =	-2.249	M NM =	2.249	M WX =	3.485	0
M AB =	-1.742	M LK =	-1.124	M MN =	1.124	M XW =	1.742	0
							M col	0

6.1 Momento de desbalance M d = Mp - M col			
Piso 1		ton-m	Piso 4
M FE = M EF =	18.51	M CB = M BC =	62.29
M GH = M HG =	18.51	M JK = M KJ =	62.29
M RQ = M QR =	18.51	M ON = M NO =	62.29
M ST = M TS =	18.51	M VW = M WV =	62.29
Piso 2		Piso 5	
M ED = M DE =	39.27	M BA = M AB =	67.11
M HI = M IH =	39.27	M KL = M LK =	67.11
M QP = M PQ =	39.27	M NM = M MN =	67.11
M TU = M UT =	39.27	M WX = M XW =	67.11
Piso 3			
M DC = M CD =	52.34		
M IJ = M JI =	52.34		
M PO = M OP =	52.34		
M UV = M VU =	52.34		

6.2 Momento de Desplazamiento $M_{ij} = \delta_{ij} \cdot M_d$			
Piso 1		Piso 4	
M FE = M EF =	2.31	M CB= M BC =	7.79
M GH = M HG =	2.31	M CB= M BC =	7.79
M RQ = M QR =	2.31	M CB= M BC =	7.79
M ST = M TS =	2.31	M CB= M BC =	7.79
Piso 2		Piso 5	
M ED = M DE =	4.91	M BA= M AB =	8.39
M HI = M IH =	4.91	M KL = M LK =	8.39
M QP = M PQ =	4.91	M NM = M MN =	8.39
M TU = M UT =	4.91	M WX = M XW =	8.39
Piso 3			
M DC = M CD =	6.54		
M IJ = M JI =	6.54		
M PO = M OP =	6.54		
M UV = M VU =	6.54		

7. Segunda corrección por desplazamientos M col							
Entrepiso 1-2							
M FE =	-1.09	M GH =	-1.509	M RQ=	-3.685	M ST=	-4.91 -11.19
M EF =	-1.328	M HG =	-1.794	M QR=	-4.016	M TS=	-5.257 -12.39
						M col	-23.59
Entrepiso 2-3							
M ED =	-3.405	M HI =	-4.062	M QP=	-7.415	M TU =	-9.312 -24.19
M DE =	-4.304	M IH =	-4.796	M PQ=	-7.866	M UT =	-9.647 -26.61
						M col	-50.81
Entrepiso 3-4							
M DC =	-5.3	M IJ =	-5.542	M PO=	-8.155	M UV =	-9.768 -28.76
M CD =	-4.58	M JI =	-5.554	M OP=	-7.992	M VU =	-9.553 -27.68
						M col	-56.45
Entrepiso 4-5							
M CB =	-8.668	M JK =	-8.652	M ON=	-11.565	M VW=	-13.611 -42.5
M BC =	-8.958	M KJ =	-7.487	M NO=	-11.197	M WV=	-12.989 -40.63
						M col	-83.13
Entrepiso 5-6							
M BA =	-6.166	M KL =	-5.990	M NM =	-7.219	M WX =	-8.244 -27.62
M AB =	5.306	M LK =	5.394	M MN =	4.779	M XW =	4.267 19.75
						M col	-7.87

7.1 Momento de desbalance $M_d = M_p - M_{col}$			
Piso 1		ton-m	Piso 4
$M_{FE} = M_{EF} =$	23.59	$M_{CB} = M_{BC} =$	83.13
$M_{GH} = M_{HG} =$	23.59	$M_{CB} = M_{BC} =$	83.13
$M_{RQ} = M_{QR} =$	23.59	$M_{CB} = M_{BC} =$	83.13
$M_{ST} = M_{TS} =$	23.59	$M_{CB} = M_{BC} =$	83.13
Piso 2		Piso 5	
$M_{ED} = M_{DE} =$	50.81	$M_{BA} = M_{AB} =$	7.87
$M_{HI} = M_{IH} =$	50.81	$M_{KL} = M_{LK} =$	7.87
$M_{QP} = M_{PQ} =$	50.81	$M_{NM} = M_{MN} =$	7.87
$M_{TU} = M_{UT} =$	50.81	$M_{WX} = M_{XW} =$	7.87
Piso 3			
$M_{DC} = M_{CD} =$	56.45		
$M_{IJ} = M_{JI} =$	56.45		
$M_{PO} = M_{OP} =$	56.45		
$M_{UV} = M_{VU} =$	56.45		

7.2 Momento de Desplazamiento $M_{ij} = \alpha_{ij} * M_d$			
Piso 1		Piso 4	
$M_{FE} = M_{EF} =$	2.95	$M_{CB} = M_{BC} =$	10.39
$M_{GH} = M_{HG} =$	2.95	$M_{CB} = M_{BC} =$	10.39
$M_{RQ} = M_{QR} =$	2.95	$M_{CB} = M_{BC} =$	10.39
$M_{ST} = M_{TS} =$	2.95	$M_{CB} = M_{BC} =$	10.39
Piso 2		Piso 5	
$M_{ED} = M_{DE} =$	6.35	$M_{BA} = M_{AB} =$	0.98
$M_{HI} = M_{IH} =$	6.35	$M_{KL} = M_{LK} =$	0.98
$M_{QP} = M_{PQ} =$	6.35	$M_{NM} = M_{MN} =$	0.98
$M_{TU} = M_{UT} =$	6.35	$M_{WX} = M_{XW} =$	0.98
Piso 3			
$M_{DC} = M_{CD} =$	7.06		
$M_{IJ} = M_{JI} =$	7.06		
$M_{PO} = M_{OP} =$	7.06		
$M_{UV} = M_{VU} =$	7.06		

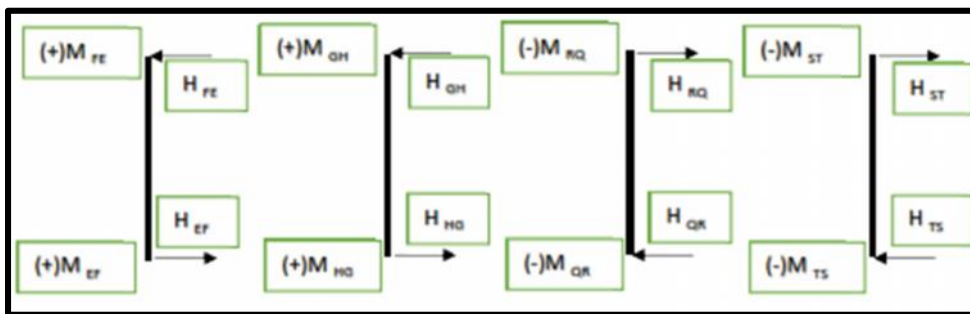
8. Tercera corrección por desplazamientos M col								
Entrepiso 1-2								
M FE =	-2.961	M GH =	-2.2	M RQ =	-1.294	M ST =	-1.23	-7.69
M EF =	-3.215	M HG =	-2.506	M QR =	-1.622	M TS =	-1.571	-8.91
M col								-16.60
Entrepiso 2-3								
M ED =	-5.972	M HI =	-4.894	M QP =	-3.533	M TU =	-3.49	-17.9
M DE =	-6.386	M IH =	-5.283	M PQ =	-3.944	M UT =	-3.925	-19.5
M col								-37.43
Entrepiso 3-4								
M DC =	-6.734	M IJ =	-5.513	M PO =	-4.356	M UV =	-4.463	-21.1
M CD =	-6.669	M JI =	-5.354	M OP =	-4.357	M VU =	-4.567	-21
M col								-42.01
Entrepiso 4-5								
M CB =	-8.457	M JK =	-6.991	M ON =	-5.609	M VW =	-6.026	-27.1
M BC =	-6.851	M KJ =	-6.063	M NO =	-4.573	M WV =	-4.933	-22.4
M col								-49.50
Entrepiso 5-6								
M BA =	-3.496	M KL =	-3.424	M NM =	-2.359	M WX =	-2.56	-11.8
M AB =	-0.764	M LK =	-0.728	M MN =	-0.195	M XW =	-0.296	-1.98
M col								-13.82

8.1 Momento de desbalance M d = Mp - M col			
Piso 1	ton-m	Piso 4	
M FE = M EF =	16.6	M CB= M BC =	49.5
M GH = M HG =	16.6	M CB= M BC =	49.5
M RQ = M QR =	16.6	M CB= M BC =	49.5
M ST = M TS =	16.6	M CB= M BC =	49.5
Piso 2		Piso 5	
M ED = M DE =	37.43	M BA= M AB =	13.82
M HI = M IH =	37.43	M KL = M LK =	13.82
M QP = M PQ =	37.43	M NM = M MN =	13.82
M TU = M UT =	37.43	M WX = M XW =	13.82
Piso 3			
M DC = M CD =	42.01		
M IJ = M JI =	42.01		
M PO = M OP =	42.01		
M UV = M VU =	42.01		

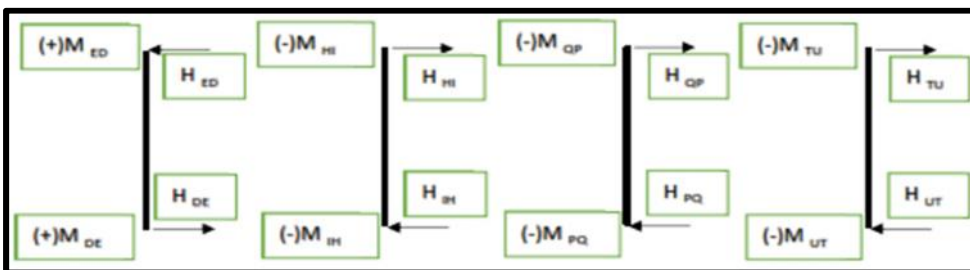
8.2 Momento de Desplazamiento M ^{ij} = "ij *M d			
Piso 1		ton-m	Piso 4
M FE = M EF =	2.08	M CB= M BC =	6.19
M GH = M HG =	2.08	M CB= M BC =	6.19
M RQ = M QR =	2.08	M CB= M BC =	6.19
M ST = M TS =	2.08	M CB= M BC =	6.19
Piso 2			Piso 5
M ED = M DE =	4.68	M BA= M AB =	1.73
M HI = M IH =	4.68	M KL = M LK =	1.73
M QP = M PQ =	4.68	M NM = M MN =	1.73
M TU = M UT =	4.68	M WX = M XW =	1.73
Piso 3			
M DC = M CD =	5.25		
M IJ = M JI =	5.25		
M PO = M OP =	5.25		
M UV = M VU =	5.25		

9. DISTRIBUCIÓN DE CORTANTES EN COLUMNAS

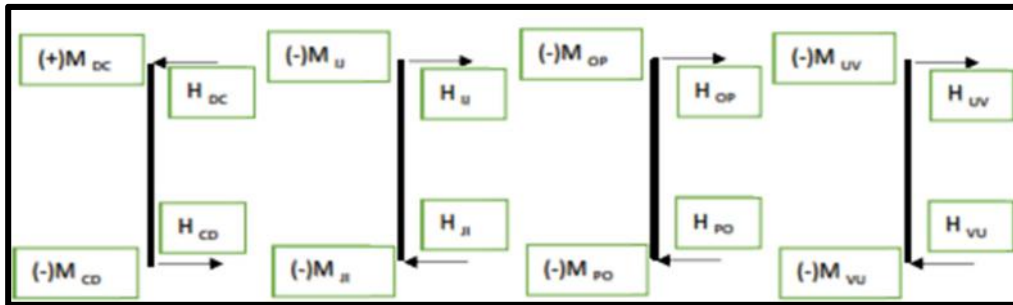
Entrepiso 1 (de arriba hacia abajo)



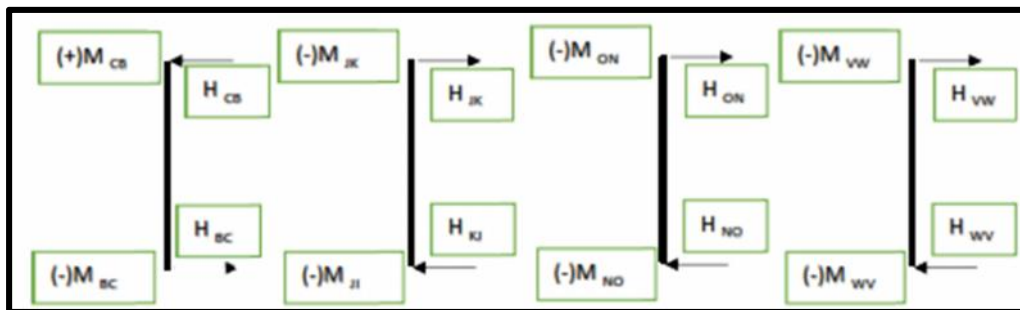
Entrepiso 2



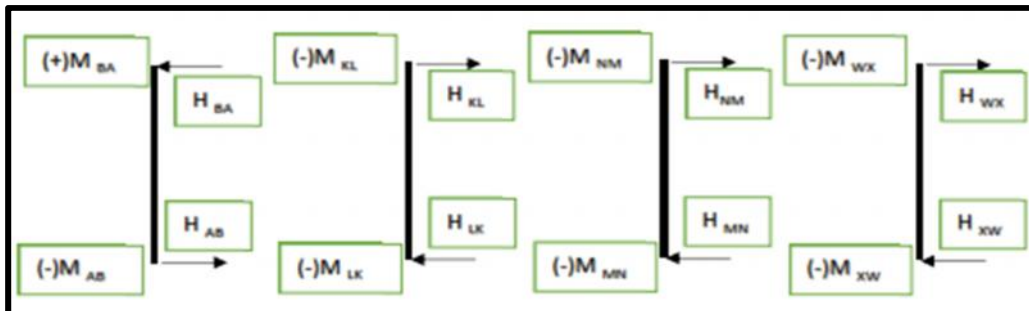
Entrepiso 3



Entrepiso 4



Entrepiso 5

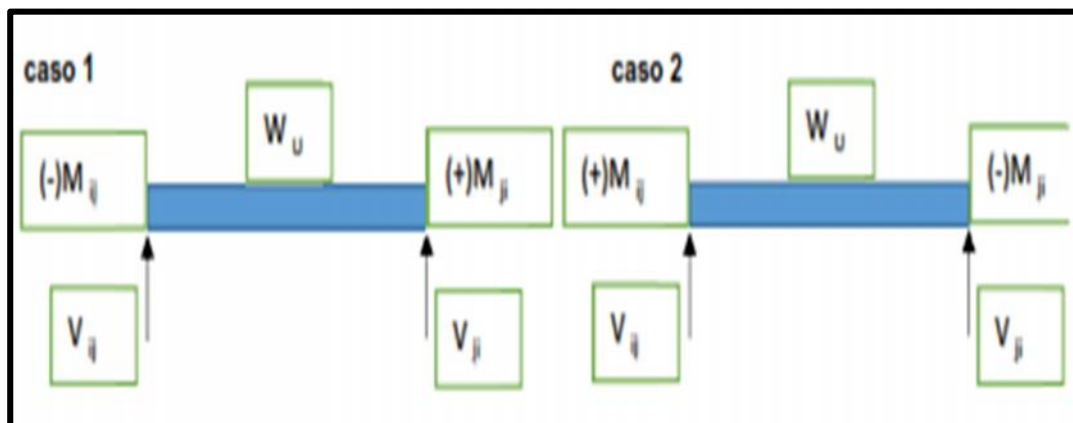


9.1 Momentos finales de columna M ij (ton-m)							
Entrepiso 1-2							
M FE =	-2.713	M GH =	-0.176	M RQ =	4.842	M ST =	5.561
M EF =	-2.823	M HG =	-0.809	M QR =	3.202	M TS =	3.506
Entrepiso 2-3							
M ED =	-0.733	M HI =	1.757	M QP =	6.459	M TU =	6.231
M DE =	-2.405	M IH =	0.163	M PQ =	4.814	M UT =	4.557
Entrepiso 3-4							
M DC =	-0.211	M IJ =	2.488	M PO =	6.636	M UV =	6.183
M CD =	0.913	M JI =	3.121	M OP =	6.878	M VU =	6.26
Entrepiso 4-5							
M CB =	-2.183	M JK =	1.864	M ON =	7.279	M VW =	6.29
M BC =	1.169	M KJ =	5.376	M NO =	10.094	M WV =	9.645
Entrepiso 5-6							
M BA =	-3.891	M KL =	-2.443	M NM =	1.715	M WX =	1.441
M AB =	4.527	M LK =	5.269	M MN =	7.436	M XW =	7.441

9.2 Calculo del cortante H n (ton)					
Entrepiso 1-2		Entrepiso 3-4		Entrepiso 5-6	
V FE = V EF =	-1.977	V DC = V CD =	0.251	V BA = V AB =	0.227
V GH = V HG =	-0.352	V IJ = V JI =	2.003	V KL = V LK =	1.009
V RQ = V QR =	2.873	V PO = V OP =	4.826	V NM = V MN =	3.268
V ST = V TS =	3.238	V UV = V VU =	4.444	V WX = V XW =	3.172
Entrepiso 2-3		Entrepiso 4-5			
V ED = V DE =	-1.121	V CB = V BC =	-0.362		
V HI = V IH =	0.686	V JK = V KJ =	2.586		
V QP = V PQ =	4.026	V ON = V NO =	6.205		
V TU = V UT =	3.853	V VW = V WV =	5.691		

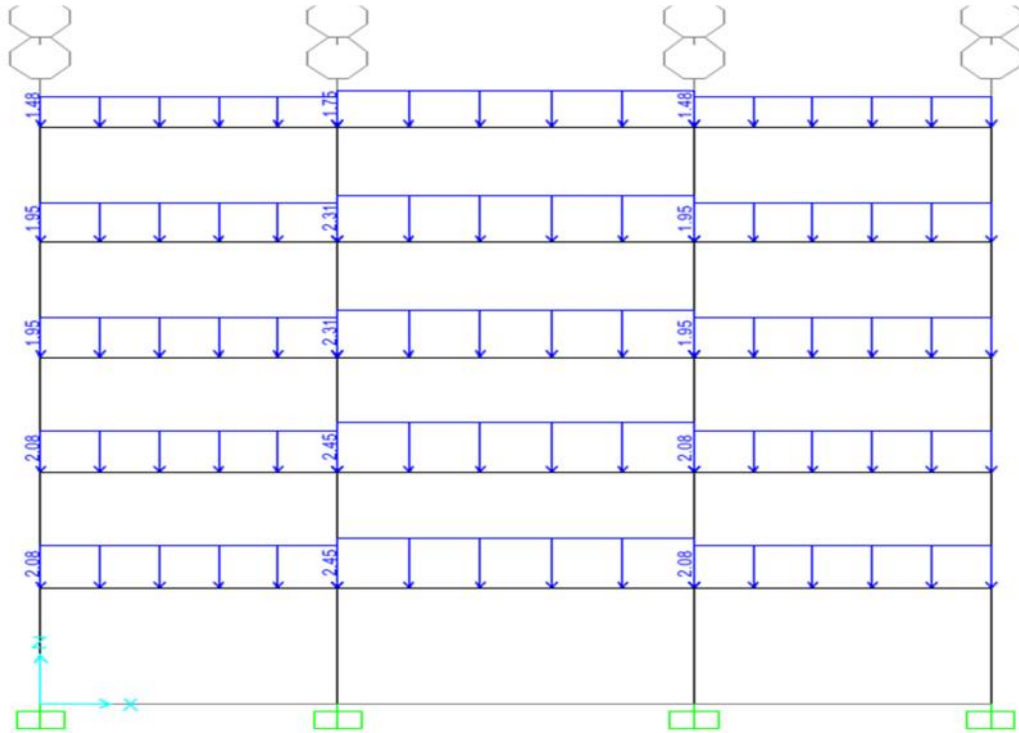
9.3 Momentos finales en vigas (ton-m)					
Piso 1					
M FG =	2.71	M GR =	7.9	M RS =	5.11
MGF =	-7.72	M RG =	-9.95	M SR =	-5.56
Piso 2					
M EH=	3.56	M HQ =	10.2	M QT =	5.27
M HE=	-11.14	M QH =	-14.93	M TQ =	9.74
Piso 3					
M DI=	2.62	M IP =	9.41	M PU =	4.27
M ID=	-12.06	M PI =	-15.72	M UP =	-10.74
Piso 4					
M CJ=	1.27	M JO =	8.93	M OV =	3.3
M JC=	-13.92	M OJ =	-17.45	M VO =	-12.55
Piso 5					
M BK=	2.72	M KN =	9.82	M NW =	4.63
M KB=	-12.75	M NK =	-16.44	M WN =	-11.09

9.4 Cortantes finales en vigas (ton)

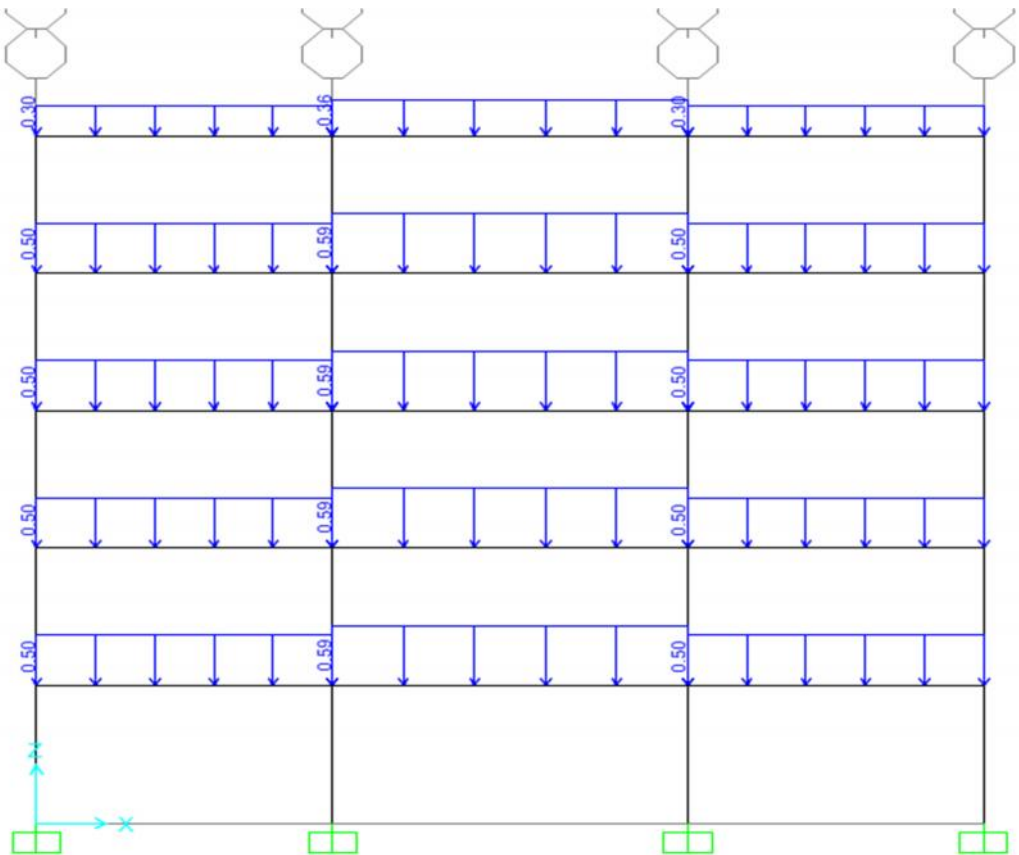


Piso 1			
V FG =	5.44	V GR =	8.80
V RS =	6.35		
V GF =	7.44	V RG =	9.48
V SR =	6.53		
Piso 2			
V EH=	7.43	V HQ =	11.92
V QT =	8.06		
V HE=	10.47	V QH =	13.50
V TQ =	9.84		
Piso 3			
V DI=	7.06	V IP =	11.66
V PU =	7.66		
V ID=	10.84	V PI =	13.76
V UP =	10.24		
Piso 4			
V CJ=	6.86	V JO =	11.91
V OV =	7.54		
V JC=	11.92	V OJ =	14.75
V VO =	11.24		
Piso 5			
V BK=	7.38	V KN =	12.23
V NW =	8.10		
V KB=	11.39	V NK =	14.43
V WN =	10.68		

CARGA MUERTA APLICADA AL PORTICO CRÍTICO



CARGA VIVA APLICADA AL PORTICO CRÍTICO



CARGA SISMICA APLICADA AL PORTICO CRÍTICO

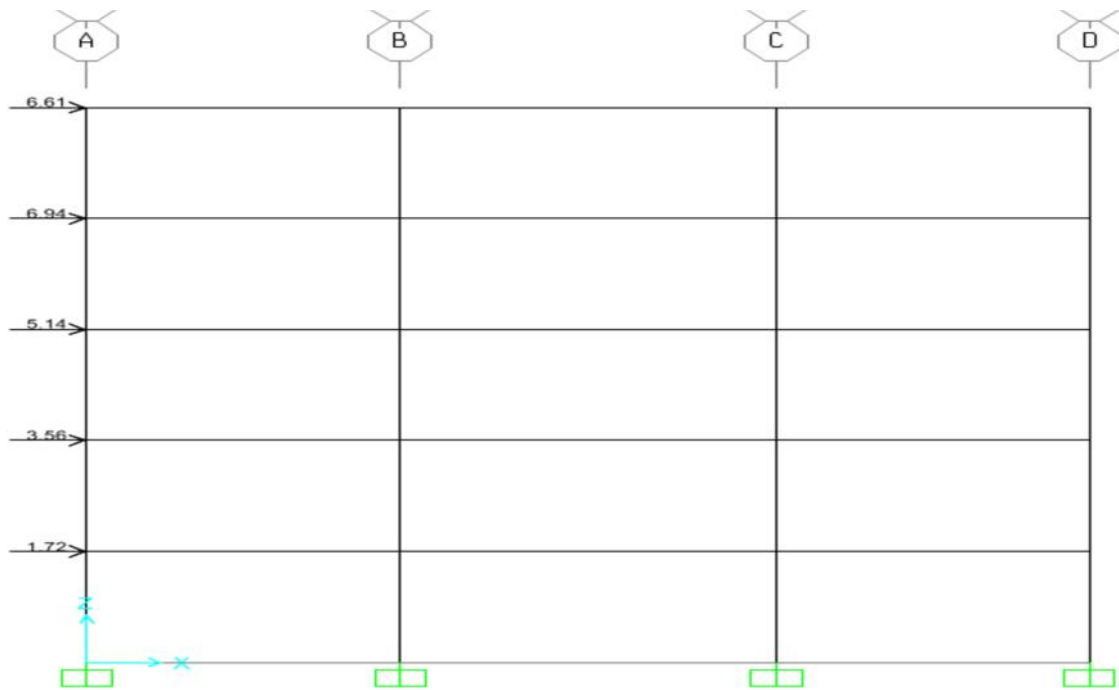


DIAGRAMA DE MOMENTOS (T-M) EN VIGAS DEL PORTICO CRITICO

COMB 1.4CM+1.7CV+SX

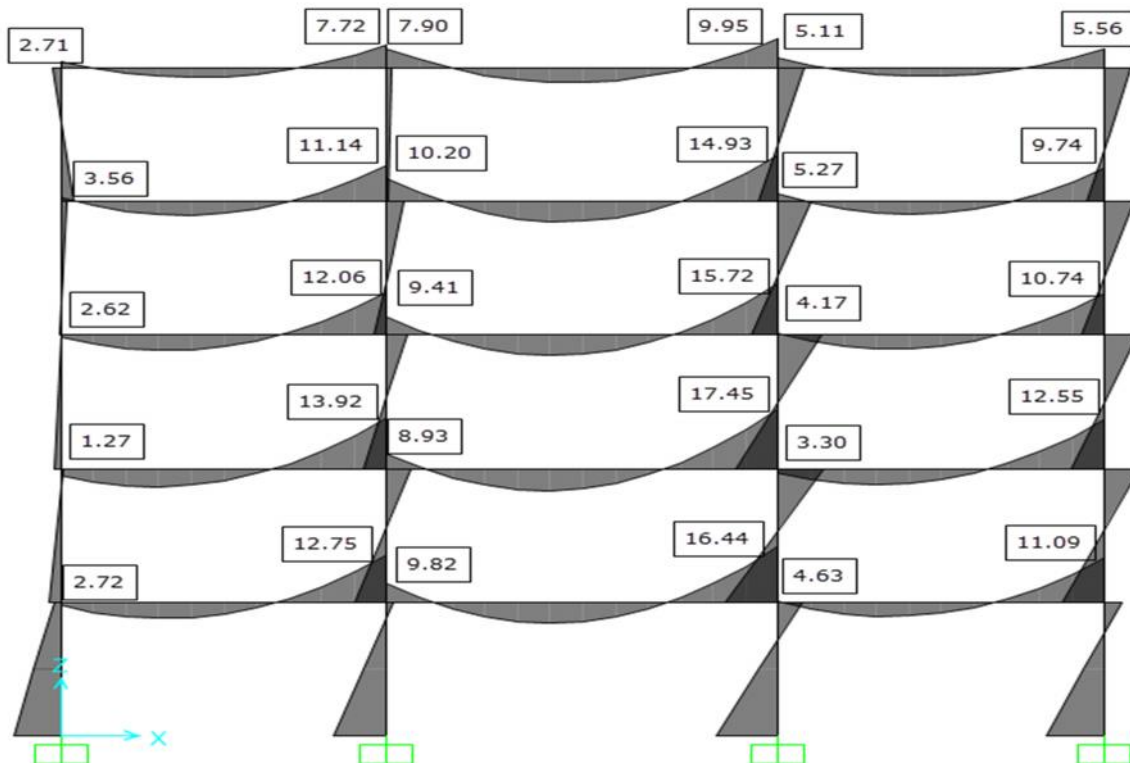
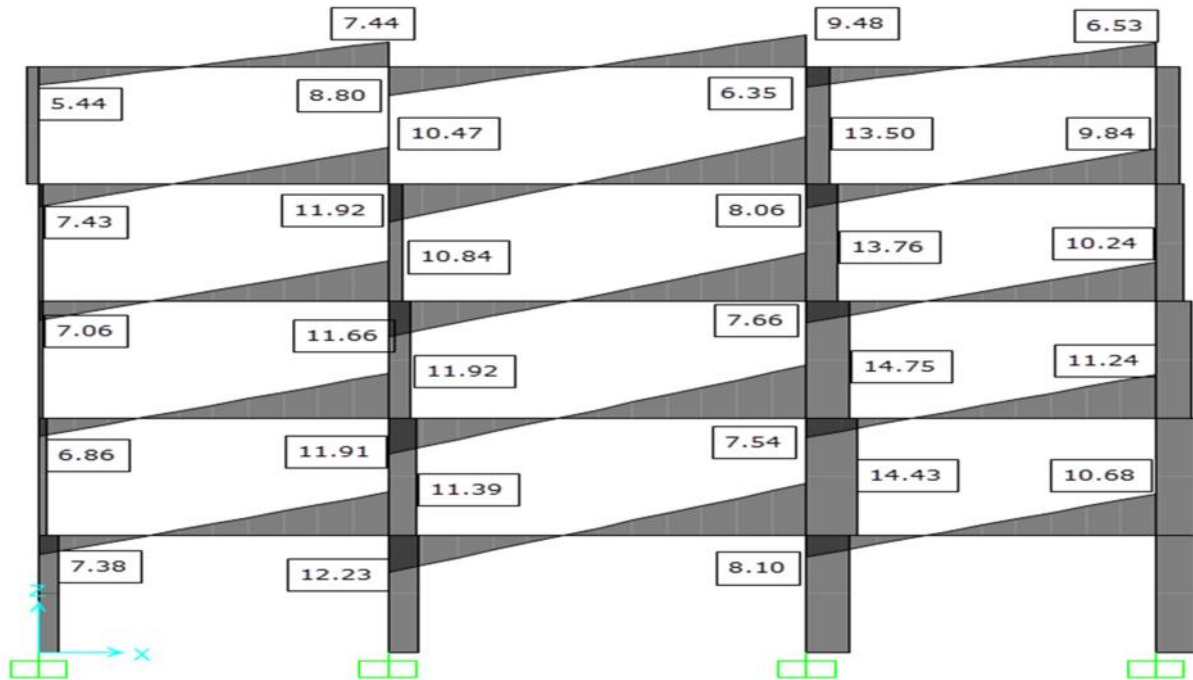


DIAGRAMA DE CORTANTES (TON) EN VIGAS DEL PORTICO CRITICO

COMB 1.4CM+1.7CV+SX



ÁREAS DE APORTACIÓN DE CARGA EN VIGAS
FIG. 1.36

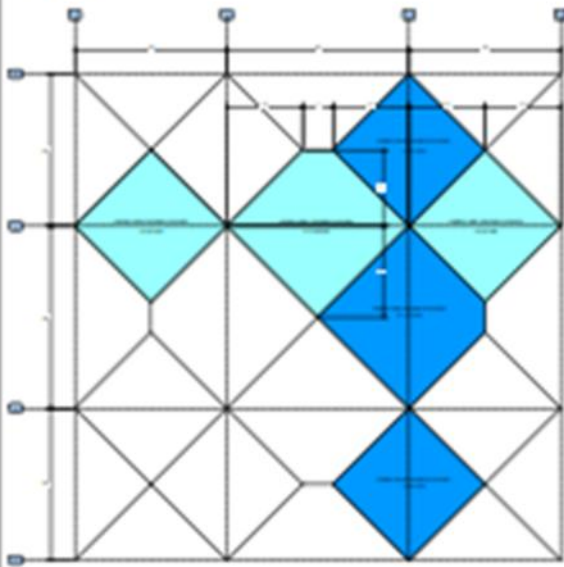


DIAGRAMA DE MOMENTOS EN VIGAS DEL PORTICO CRITICO
MULTIPLICA

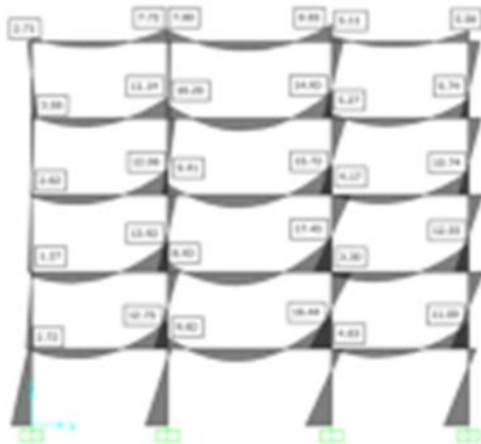
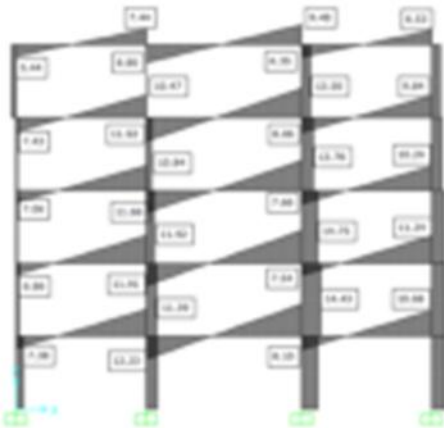


DIAGRAMA DE CORTANTES EN VIGAS DEL PORTICO CRITICO
MULTIPLICA



CRISIS MODIFICADO
CUADRO DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS DEL PORTICO CRITICO SUR
MULTIPLICA

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Columna	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28
Columna W ₁	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28
Columna W ₂	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28
Columna W ₃	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28
Columna W ₄	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28
Columna W ₅	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28
Columna W ₆	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28
Columna W ₇	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28
Columna W ₈	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28
Columna W ₉	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28
Columna W ₁₀	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28

DATOS GENERALES

1	1.28
2	1.28
3	1.28
4	1.28
5	1.28
6	1.28
7	1.28
8	1.28
9	1.28
10	1.28

Material	Descripción	Valor	Unidad
Acero	Acero Estructural	235	MPa
Concreto	Concreto	25	MPa

PROYECTO ESTRUCTURAL I

Nombre: _____
 Fecha: _____
 Escala: _____

CONCLUSIONES

- ❖ Dentro del análisis estructural sabemos que todos los elementos son de mucha importancia ya que cada uno desempeña una tarea específica. Para ello; se analizó previamente la estructura mediante el método sísmico estático llegando a obtener las fuerzas horizontales en base al cortante basal, ciertos factores y coeficientes extraídos de tablas generadas por la NEC 15, permitiéndonos así luego conocer los dimensionamientos de columnas y vigas con las fuerzas encontradas anteriormente y formulaciones del hormigón, llegando a la conclusión que dichas secciones son las más apropiadas para la resolución del análisis por el método requerido.
- ❖ Los resultados obtenidos en este trabajo sobre el análisis estructural mediante la aplicación del MÉTODO DE CROSS son los más aproximados, brindando así la confiabilidad necesaria como para diseñar los elementos de la estructura, garantizándonos con esto las cuantías de acero de refuerzo longitudinal y los estribos, a partir de los momentos y cortantes finales respectivamente (cuando el caso lo amerite).

Urkund Analysis Result

Analysed Document: DISEÑO EDIFICIO BALCAZAR MORAN.doc (D16369521)

Submitted: 2015-11-25 00:19:00

Submitted By: wemendoza@utmachala.edu.ec

Significance: 9 %

Sources included in the report:

TESIS FINAL CHAVEZ LUIS.docx (D15104193)

final exposicion.docx (D12894424)

TESIS FINAL CHAVEZ LUIS.pdf (D15104192)

1447895153_29.pdf (D16271972)

Instances where selected sources appear:

13

A handwritten signature in blue ink, enclosed within a blue oval. The signature is stylized and appears to read "Williams Mendoza Rivera".

Ing. Williams Mendoza Rivera
C.I. 0702465238
DOCENTE