

EVALUACION DE LA RESPUESTA SÍSMICA POR EL EFECTO DE LA PENDIENTE DEL  
TERRENO EN UN EDIFICIO APORTICADO.

JESÚS ALBERTO PADILLA BORJA  
HAROLD TRUJILLO DIAZ

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
FACULTAD DE CIENCIAS FISICOMECAÑICAS  
UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
Bucaramanga, Febrero de 2007

EVALUACION DE LA RESPUESTA SÍSMICA POR EL EFECTO DE LA PENDIENTE DEL  
TERRENO EN UN EDIFICIO APORTICADO.

JESÚS ALBERTO PADILLA BORJA  
HAROLD TRUJILLO DIAZ

TESIS DE GRADO EN LA MODALIDAD DE INVESTIGACIÓN PARA OPTAR AL TÍTULO  
DE INGENIERO CIVIL

Director  
GUSTAVO CHIO CHO  
Ingeniero Civil, Ph.D

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
FACULTAD DE CIENCIAS FISICOMECAÑICAS  
UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
Bucaramanga, Febrero de 2007

NOTA DE ACEPTACIÓN

Comentarios

---

---

---

---

---

---

Presidente del Jurado

---

Evaluador 1

---

Evaluador 2

Bucaramanga, Marzo de 2007.

TÍTULO: EVALUACION DE LA RESPUESTA SÍSMICA POR EL EFECTO DE LA PENDIENTE DEL TERRENO EN UN EDIFICIO APORTICADO\*

AUTORES: JESUS ALBERTO PADILLA BORJA  
HAROLD TRUJILLO DIAZ\*\*

PALABRAS CLAVES: Pendiente, Pórticos, Aporticado, Respuesta Sísmica, Análisis Elástico, Cortante Basal, Derivas.

RESUMEN: En edificaciones que tienen cimentaciones a diferentes alturas, por causa de la inclinación del terreno en la cual se encuentra asentado, comienza a tener influencia en el comportamiento y en el desempeño de los elementos estructurales de la edificación, bajo el efecto de una acción sísmica, teniendo también gran importancia el tipo de suelo en la cual se encuentra.

En este proyecto se hizo un estudio del comportamiento estructural de una edificación de 6 pisos comprendida en el rango de una estructura de mediana altura (entre 3 y 8 pisos), la cual se le realizó un análisis en la variación con los diferentes parámetros de cortante basal absorbido, derivas, momento máximo y cantidad de acero solicitado por una acción sísmica, para las diferentes pendientes en estudio la cuales están comprendidas en el rango del 0% y del 70%, obteniendo un modelo diferente para cada inclinación de la ladera. Por lo cual se plantearon modelos hipotéticos para las diferentes pendientes, de acuerdo a la configuración permitida por la inclinación del terreno y realizando la simulación de estas edificaciones en el programa SAP 2000, modelando la interacción del suelo y la cimentación de la estructura por medio de resortes.

El estudio se hizo para edificaciones localizadas en el Área Metropolitana de Bucaramanga construidas en concreto reforzado y con un sistema aporticado. Encontrando en estos resultados que la sollicitación máxima para las configuraciones hipotéticas planteadas, que los elementos que hacen parte de los pórticos de menor altura, son los que más sufren bajo la ocurrencia de un evento telúrico, incrementando la respuesta sísmica en cada uno de los parámetros analizados.

\* Trabajo de grado

\*\* Facultad de Ciencias Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Gustavo Chio Cho.

TITLE: EVALUATION OF THE SEISMIC ANSWER FOR THE EFFECT OF THE SLOPE OF THE LAND IN A FRAME BUILDING \*

AUTORES: JESUS ALBERTO PADILLA BORJA  
HAROLD TRUJILLO DIAZ\*\*

PALABRAS CLAVES: Slope, Frame Buildings, Seismic Answers, Elastic Analysis Basal Shear, Drifts.

RESUMEN: In constructions that have foundations to different heights, by reason of the inclination of the land in which is seated, begins to have influence in the behavior and in the acting of the structural elements of the edification, under the effect of a seismic action, also having great importance the land type in which is.

In this project a study of the structural behavior of a construction of 6 floors was made understood in the range of a structure of medium height (between 3 and 8 floors), which was carried out an analysis in the variation with the different parameters of sharp basal absorbed, its drifts, maximum moment and quantity of steel requested by a seismic action, for the different slopes in study which its are understood in the range of 0% and of 70%, obtaining a different model for each inclination of the hillside. Reason why hypothetical models thought about for the different slopes, according to the configuration allowed by the inclination of the land and carrying out the simulation of these constructions in the program SAP 2000, modeling the interaction of the land and the foundation of the structure by means of springs.

The study was made for constructions located in the Metropolitan Area of Bucaramanga built in short reinforced and with a system of frame. Finding in these results that the maximum solicitation for the outlined hypothetical configurations that the elements that make part of the frame of smaller height, are those that more suffers under the occurrence of a telluric event, increasing the seismic answer in each one of the analyzed parameters.

\* Undergraduate thesis

\*\*Physic-Mechanic Sciences Faculty, Department of Civil Engineering, Gustavo Chio Cho.

*A Dios por ser guía de mi vida. A mis padres, quienes su esfuerzo continuo, apoyo y amor constante, nos han sacado junto con mis hermanos adelante. A mis hermanos, lazos que perduran mas allá de los obstáculos. A todos aquellos que han compartido conmigo parte de esta corta carrera de mi existencia. A todos... muchas gracias.*

*Jesús Alberto*

*A mi madre que con su  
esfuerzo y apoyo me ha  
permitido salir adelante, y a  
mi hijo quien impulsa mi  
vida.*

*Harold Trujillo*

## **AGRADECIMIENTOS**

Los autores expresan sus agradecimientos al profesor Gustavo Chio Cho, director del proyecto, por su disponibilidad y supervisión que dirigieron a mejorar el rumbo de este proyecto.

A los profesores Esperanza Maldonado y Ricardo Cruz por sus ideas y sus comentarios acerca del proyecto.

Al profesor Wilfredo del Toro por su orientación en el tema correspondiente al modelamiento de la cimentación.

A todas las personas que de una u otra forma contribuyeron a la realización de este trabajo.

## TABLA DE CONTENIDO

<b>1. CONCEPTOS GENERALES .....</b>	<b>22</b>
1.1. INTRODUCCIÓN .....	22
1.2. OBJETIVOS .....	23
1.2.1. <i>Objetivo General</i> .....	23
1.2.2. <i>Objetivos Específicos</i> .....	24
1.3. PLANTEAMIENTO DE LA PROBLEMÁTICA .....	24
<b>2. MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE .....</b>	<b>31</b>
2.1. COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES .....	31
2.1.1. <i>Comportamiento del concreto</i> .....	31
2.1.2. <i>Comportamiento del acero</i> .....	34
2.1.3. <i>Modulo de elasticidad del concreto</i> .....	36
2.2. COMPORTAMIENTO DE LOS SISTEMAS TIPO PÓRTICO .....	37
2.2.1. <i>Sistema Pórtico</i> .....	37
2.2.2. <i>Comportamiento Estructural Bajo Cargas Dinámicas</i> .....	38
2.3. ESPECTRO DE DISEÑO .....	40
2.3.1. <i>Espectro de Diseño de la Norma Sismo Resistente Colombiana</i> ....	40
2.4. MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS PARA SISTEMAS DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD .....	43
2.4.1. <i>Análisis Dinámico Elástico(Análisis Modal)</i> .....	44
2.4.2. <i>Método de la fuerza horizontal equivalente</i> .....	44
2.5. EFECTOS LOCALES .....	47
2.5.1. <i>Efectos locales geológicos</i> .....	47
2.5.2. <i>Efecto local topográfico o amplificación topográfica</i> .....	49
<b>3. CONSTRUCCIÓN DE MODELOS .....</b>	<b>51</b>
3.1. PLANTEAMIENTO DE LA ESTRUCTURA .....	52
3.1.1. <i>Configuración en planta y en perfil</i> .....	52
3.1.2. <i>Planteamiento de los esquemas para las diferentes pendientes</i> ....	55
3.2. MODELAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN .....	64
3.2.1. <i>Coefficiente de balasto o módulo de reacción del suelo</i> .....	66
3.2.2. <i>Definición del coeficiente de balasto</i> .....	67

3.2.3.	<i>Calculo de los coeficientes de los resortes</i> .....	72
3.3.	CARGAS APLICADAS A LOS MODELOS .....	78
3.3.1.	CARGA VIVA.....	78
3.3.2.	CARGAS MUERTAS .....	79
3.3.3.	<i>Carga Viva</i> .....	84
<b>4.</b>	<b>DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA</b> .....	<b>86</b>
4.1.	DEFINICIÓN DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO.....	86
4.2.	EFFECTOS LOCALES.....	86
4.3.	PERFILES DE SUELOS .....	87
4.3.1.	<i>Perfil de suelo S1</i> .....	87
4.3.2.	<i>Perfil de suelo S2</i> .....	87
4.3.3.	<i>Perfil de suelo S3</i> .....	88
4.3.4.	<i>Perfil de suelo S4</i> .....	88
4.4.	COEFICIENTE DE IMPORTANCIA .....	88
4.5.	GRUPOS DE USO.....	89
4.5.1.	<i>Edificaciones indispensables (Grupo de uso IV)</i> .....	89
4.5.2.	<i>Edificaciones de atención a la comunidad (Grupo de uso III)</i> .....	90
4.5.3.	<i>Estructuras de ocupación especial (Grupo de uso II)</i> .....	90
4.5.4.	<i>Estructuras de ocupación normal (Grupo de uso I)</i> .....	90
4.6.	ESPECTRO DE DISEÑO.....	91
4.7.	DEFINICIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA APLICADA A LOS ESQUEMAS.	
	91	
<b>5.</b>	<b>EVALUACION DE LA RESPUESTA SÍSMICA DEL EDIFICIO EN LADERA PARA PENDIENTES DE 0 A 70%</b> .....	<b>95</b>
5.1.	ANÁLISIS DEL CORTANTE POR VARIACIÓN DE LA PENDIENTE TENIENDO EN CUENTA LA DIRECCIÓN DEL SISMO APLICADO EN LOS ELEMENTOS COLUMNAS. ....	96
5.1.1.	<i>Combo analizado 100x+30y, tipo de perfil de suelo s1</i> .....	96
5.1.2.	<i>Combo analizado 30x+100y para tipo de perfil de suelo s1</i> .....	102
5.1.3.	<i>Variación del Cortante Basal Combo 100x+30y en función de la pendiente y del tipo de suelo</i> .....	106

5.1.4.	<i>Variación del Cortante Basal Combo 100y+30x en función de la pendiente y del tipo de suelo.....</i>	108
5.2.	ANÁLISIS DEL CORTANTE BASAL RESISTIDO POR CADA PÓRTICO EN CADA MODELO PARA LAS DIFERENTES PENDIENTES Y TIPOS DE SUELOS.....	112
5.2.1.	<i>Análisis de la pendiente 0-10% y tipo de suelo S1.....</i>	112
5.2.2.	<i>Análisis de la pendiente 20-30% y tipo de suelo S1.....</i>	114
5.2.3.	<i>Análisis de la pendiente 40% y tipo de suelo S1.....</i>	117
5.2.4.	<i>Análisis de la pendiente 50-60% y tipo de suelo S1.....</i>	120
5.2.5.	<i>Análisis de la pendiente 70% y tipo de suelo S1.....</i>	123
5.3.	ANALISIS DE LOS MOMENTOS FLECTORES EN COLUMNAS MX Y MY TENIENDO EN CUENTA LA APLICACIÓN DEL SISMO, LA PENDIENTE Y EL TIPO DE SUELO SOBRE EL CUAL SE ENCUENTRAN LOS MODELOS ESTRUCTURALES.....	126
5.4.	ANALISIS DE LOS MOMENTOS FLECTORES EN VIGAS DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES TENIENDO EN CUENTA LA VARIACIÓN DE LA PENDIENTE Y EL TIPO DE SUELO.....	134
5.5.	ANALISIS DEL CORTANTE SISMICO EN LOS ELEMENTOS VIGA DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES.....	139
5.6.	DERIVAS.....	141
5.7.	CUANTÍA MÁXIMA EN LOS ELEMENTOS POR PISO.....	157
5.7.1.	<i>Cuantía máxima en columnas.....</i>	157
5.7.2.	<i>Cuantía máxima en vigas.....</i>	165
5.8.	PERIODO Y PARTICIPACIÓN MODAL.....	169
5.9.	PÓRTICOS CORTOS.....	171
<b>6.</b>	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>174</b>
<b>7.</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>182</b>
<b>ANEXO A</b>	<b>.....</b>	<b>184</b>
<b>ANEXO B</b>	<b>.....</b>	<b>190</b>

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1.1.</b> Configuraciones de casas en pendiente - Morrорico (Bucaramanga) .....	25
<b>Figura 1.2.</b> Configuraciones de casas en pendiente - Morrорico (Bucaramanga) .....	25
<b>Figura 1.3.</b> Configuraciones de casas en pendiente - Morrорico (Bucaramanga) .....	26
<b>Figura 1.4.</b> Configuraciones de casas en pendientes - Belencito (Floridablanca).....	26
<b>Figura 1.5.</b> Configuraciones de casas en pendiente - Morrорico (Bucaramanga) .....	27
<b>Figura 1.6.</b> Configuraciones de casas en pendiente - Morrорico (Bucaramanga) .....	28
<b>Figura 1.7.</b> Configuraciones de edificio en pendiente - Villabel Alto (Floridablanca).....	29
<b>Figura 1.8.</b> Configuraciones de edificio en pendiente - Villabel Alto (Floridablanca).....	29
<b>Figura 1.9.</b> Configuraciones de edificio en pendiente- El reposo (Floridablanca) .....	30
<b>Figura 2.1.</b> Curvas esfuerzo-deformación para cilindros de concreto cargados a compresión uniaxial.....	31
<b>Figura 2.2.</b> Representación gráfica de la relación esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.....	35
<b>Figura 2.3.</b> Curvas esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo. ....	35
<b>Figura 2.4.</b> Elementos de un sistema portico.....	38
<b>Figura 2.5.</b> Espectro de aceleraciones de la Norma Sismorresistente Colombiana NSR-98 .....	41
<b>Figura 3.1.</b> Configuración en planta para un nivel regular. ....	53
<b>Figura 3.2.</b> Esquema de disminución de vanos para los diferentes modelos.....	54
<b>Figura 3.3.</b> Edificio de 6 pisos para una pendiente del 0% y del 10% .....	56
<b>Figura 3.4.</b> Configuración de la estructura para una pendiente del 20% y 30% .....	57
<b>Figura 3.5.</b> Configuración de la estructura para una pendiente del 40% .....	58
<b>Figura 3.6.</b> Configuración de la estructura para una pendiente del 50% y 60% .....	59
<b>Figura 3.7.</b> Configuración de la estructura para una pendiente del 70%.....	60
<b>Figura 3.8.</b> Sistema de losa de entrepiso para los modelos. ....	61
<b>Figura 3.9.</b> Planta estructural para las edificaciones modeladas.....	62
<b>Figura 3.10.</b> Sección transversal considerada de las columnas.....	63
<b>Figura 3.11.</b> Sección transversal considerada para las vigas.....	63
<b>Figura 3.12.</b> Ensayo de plato de carga para el calculo del coeficiente de balasto .....	66
<b>Figura 3.13.</b> Distribución del bulbo de presiones en placas de diferentes tamaños.....	67
<b>Figura 3.14.</b> Grafica de esfuerzo-deformación para el cálculo del Coeficiente de Balasto68	
<b>Figura 3.15.</b> Modelamiento de resortes a lo largo de una losa de cimentación.....	73

<b>Figura 3.16.</b> Dimensiones de la cimentación simulada.....	74
<b>Figura 3.17.</b> Discretización de la cimentación en rectángulos más pequeños .....	74
<b>Figura 3.18.</b> Perfil de la cimentación considerada en el proyecto .....	75
<b>Figura 3.19.</b> Áreas aferentes de los vértices para los diferentes valores de resortes .....	76
<b>Figura 3.20.</b> Carga muerta para los modelos de 0 y 10% pórticos A y E. ....	83
<b>Figura 3.21.</b> Carga muerta para los modelos de 0 y 10% pórticos B, C y D. ....	84
<b>Figura 3.22.</b> Carga viva para los modelos de 0 y 10% pórticos A y E. ....	84
<b>Figura 3.23.</b> Carga viva para los modelos de 0 y 10% pórticos B, C y D. ....	85
<b>Figura 4.1.</b> Espectro Elástico de diseño NSR-98 para Bucaramanga. ....	94
<b>Figura 5.1.</b> Máximo valor del cortante sísmico en la dirección X que se presenta en las columnas de cada nivel para el combo 100x+30y.....	96
<b>Figura 5.2.</b> Niveles más afectados por pendiente.....	97
<b>Figura 5.3.</b> Variación de cortante en dirección X por piso para el combo 100x+30y.....	98
<b>Figura 5.4.</b> Máximo valor del cortante sísmico en la dirección Y que se presenta en las columnas de cada nivel para el combo 100x+30y.....	99
<b>Figura 5.5.</b> Variación de cortante en dirección Y por piso para el combo 100x+30y.....	100
<b>Figura 5.6.</b> Variación de cortante Basal para el combo 100x+30y. ....	101
<b>Figura 5.7.</b> Máximo valor del cortante sísmico en la dirección X que se presenta en las columnas de cada nivel para el combo 30x+100y.....	103
<b>Figura 5.8.</b> Variación de cortante en dirección X por piso para el combo 30x+100y.....	104
<b>Figura 5.9.</b> Máximo valor del cortante sísmico en la dirección Y que se presenta en las columnas de cada nivel para el combo 30x+100y.....	105
<b>Figura 5.10.</b> Variación de cortante en dirección Y por piso para el combo 30x+100y.....	105
<b>Figura 5.11.</b> Variación de cortante Basal para el combo 30x+100y. ....	106
<b>Figura 5.12.</b> Variación de cortante basal combo 100x+30y en función de la pendiente y del tipo de suelo.....	107
<b>Figura 5.13.</b> Variación de cortante basal combo 100x+30y en función de la pendiente y del tipo de suelo.....	108
<b>Figura 5.14.</b> Variación de cortante basal combo 30x+100y en función de la pendiente y del tipo de suelo.....	109
<b>Figura 5.15.</b> Variación de cortante basal combo 30x+100y en función de la pendiente y del tipo de suelo.....	109

<b>Figura 5.16.</b> Porcentaje de incremento y decremento del cortante basal por la influencia de la pendiente y el tipo de suelo. Parámetro de comparación: edificio de pendiente 0% y tipo de suelo S1.....	111
<b>Figura 5.17.</b> Esquema de Momentos flectores actuantes en las columnas.....	126
<b>Figura 5.18.</b> Variación de M2(X) negativo tipo de suelo S1 combo 100x+30y.....	127
<b>Figura 5.19.</b> Variación de M2(X) negativo tipo de suelo S1 combo 30x+100y.....	128
<b>Figura 5.20.</b> Variación de M2(X) positivo tipo de suelo S1 combo 100x+30y.....	129
<b>Figura 5.21.</b> Variación de M2(X) positivo tipo de suelo S1 combo 30x+100y.....	130
<b>Figura 5.22.</b> Variación de M3 (Y) negativo tipo de suelo S1 combo 100x+30y.....	131
<b>Figura 5.23.</b> Variación de M3 (Y) negativo tipo de suelo S1 combo 30x+100y.....	132
<b>Figura 5.24.</b> Variación de M3 (Y) positivo tipo de suelo S1 combo 100x+30y.....	133
<b>Figura 5.25.</b> Variación de M3(Y) positivo tipo de suelo S1 combo 30x+100y.....	134
<b>Figura 5.26.</b> Esquema de Momento flector positivo en vigas.....	134
<b>Figura 5.27.</b> Variación del Momento Flector Positivo Máximo en Vigas para el Combo 100X+30Y. Tipo de suelo S1.....	136
<b>Figura 5.28.</b> Variación del Momento Flector Positivo Máximo en Vigas para el Combo 30x+100y. Tipo de suelo S1.....	136
<b>Figura 5.29.</b> Variación del Momento Flector Negativo Máximo en Vigas para el Combo 100X+30Y. Tipo de suelo S1.....	138
<b>Figura 5.30.</b> Variación del Momento Flector Negativo en Vigas para el Combo 30x+100y. Tipo de suelo S1.....	138
<b>Figura 5.31.</b> Variación del Cortante en Vigas para el Combo 100X+30Y. Tipo de suelo S1.....	140
<b>Figura 5.32.</b> Variación del Cortante en Vigas para el Combo 30x+100y. Tipo de suelo S1.....	140
<b>Figura 5.33.</b> Derivas Edificio de 6 pisos Pendiente 0% y 10% Sismo en dirección X. ....	142
<b>Figura 5.34.</b> Derivas Edificio de 6 pisos Pendiente 0% y 10% Sismo en Dirección Y.....	142
<b>Figura 5.35.</b> Derivas Edificio de 6 pisos Pendiente 20% y 30% Sismo en Dirección X..	143
<b>Figura 5.36.</b> Derivas Edificio de 6 pisos Pendiente 20% y 30% Sismo en Dirección Y...	144
<b>Figura 5.37.</b> Pórticos 1 y 2 cimentados en el Nivel N+2.5 para la pendiente del 40%. ...	145
<b>Figura 5.38.</b> Derivas Edificio de 6 pisos Pendiente 40% Sismo en Dirección X.....	146
<b>Figura 5.39.</b> Derivas Edificio de 6 pisos Pendiente 40% Sismo en Dirección Y.....	146
<b>Figura 5.40.</b> Derivas Edificio de 6 pisos Pendiente 50% y 60% Sismo en Dirección X...	147
<b>Figura 5.41.</b> Pórtico 1 cimentado en el Nivel N+5.0 para la pendiente del 50% y 60%...	147

<b>Figura 5.42.</b> Derivas Edificio de 6 pisos. Pendiente 50% y 60% Sismo en Dirección Y ..	148
<b>Figura 5.43.</b> Derivas Edificio de 6 pisos. Pendiente 70% Sismo en Dirección X.....	149
<b>Figura 5.44.</b> Pórticos 1 y 2 cimentados en el Nivel N+5.0 para la pendiente del 70% ....	149
<b>Figura 5.45.</b> Derivas Edificio de 6 pisos. Pendiente 70% Sismo en Dirección Y.....	150
<b>Figura 5.46.</b> Respuesta de las derivas en la dirección X normalizadas de acuerdo a la fuerza sísmica aplicada .....	155
<b>Figura 5.47.</b> Respuesta de las derivas en la dirección Y normalizadas de acuerdo a la fuerza sísmica aplicada .....	156
<b>Figura 5.48.</b> Cuantías Máximas en Columnas. Edificio de 6 pisos Pendiente 0% y 10%. Combinación 100X+30Y.....	158
<b>Figura 5.49.</b> Cuantías Máximas en Columnas. Edificio de 6 pisos Pendiente 0% y 10%. Combinación 30X+100Y.....	158
<b>Figura 5.50.</b> Cuantías Máximas en Columnas. Edificio de 6 pisos Pendiente 20% y 30%. Combinación de 100X + 30Y.....	159
<b>Figura 5.51.</b> Cuantías Máximas en Columnas. Edificio de 6 pisos Pendiente 20% y 30%. Combinación de 30X + 100Y.....	160
<b>Figura 5.52.</b> Cuantías Máximas en Columnas. Edificio de 6 pisos Pendiente 40%. Combinación de 100X +30Y.....	161
<b>Figura 5.53.</b> Cuantías Máximas en Columnas. Edificio de 6 pisos Pendiente 40%. Combinación de 30X +100Y.....	161
<b>Figura 5.54.</b> Cuantías Máximas en Columnas. Edificio de 6 pisos Pendiente 50% y 60%. Combinación 100X + 30Y.....	162
<b>Figura 5.55.</b> Cuantías Máximas en Columnas. Edificio de 6 pisos Pendiente 50% y 60%. Combinación 100X + 30Y.....	162
<b>Figura 5.56.</b> Cuantías Máximas en Columnas. Edificio de 6 pisos Pendiente 70%. Combinación 100X + 30Y.....	163
<b>Figura 5.57.</b> Cuantías Máximas en Columnas. Edificio de 6 pisos Pendiente 70%. Combinación 30X + 100Y.....	163
<b>Figura 5.58.</b> Cuantías para la fuerza sísmica en X.....	164
<b>Figura 5.59.</b> Cuantías para la fuerza sísmica en X.....	164
<b>Figura 5.60.</b> Cuantías Máximas en Vigas Edificio de 6 pisos Pendiente 0% y 10%.....	165
<b>Figura 5.61.</b> Cuantías Máximas en Vigas Edificio de 6 pisos Pendiente 20% y 30%.....	166
<b>Figura 5.62.</b> Cuantías Máximas en Vigas Edificio de 6 pisos Pendiente 40%.....	167
<b>Figura 5.63.</b> Cuantías Máximas en Vigas Edificio de 6 pisos Pendiente 50% y 60%.....	167

<b>Figura 5.64.</b> Cuantías Máximas en Vigas Edificio de 6 pisos Pendiente 70%.....	168
<b>Figura 5.65.</b> Comparación del comportamiento entre columnas cortas y largas.....	172
<b>Figura 6.1.</b> Configuraciones de pórticos para las pendientes tratadas en el proyecto ...	174
<b>Figura 6.2.</b> Elementos más solicitados en los diferentes modelos tratados. ....	176
<b>Figura A. 1.</b> Factores de amplificación por pendiente con $y/h= 1$ .....	186
<b>Figura A. 2.</b> Factores de amplificación por pendiente con $y/h= 0.75$ .....	187
<b>Figura A. 3.</b> Factores de amplificación por pendiente con $y/h= 0.5$ .....	188
<b>Figura A. 4.</b> Factores de amplificación por pendiente con $y/h= 0.25$ .....	189

## LISTA DE TABLAS

<b>Tabla 3.1.</b> Valores de k30 propuestos por Terzagui .....	70
<b>Tabla 3.2.</b> Valores de k30 propuestos por diversos autores .....	70
<b>Tabla 3.3.</b> Densidad de los materiales. ....	79
<b>Tabla 4.1.</b> Valores del coeficiente de sitio.....	88
<b>Tabla 4.2.</b> Valores del Coeficiente de Importancia.....	91
<b>Tabla 4.3.</b> Fuerza sísmica aplicada a los modelos con un tipo de suelo S1 .....	92
<b>Tabla 4.4.</b> Fuerza sísmica aplicada a los modelos con un tipo de suelo S2.....	92
<b>Tabla 4.5.</b> Fuerza sísmica aplicada a los modelos con un tipo de suelo S3 y S4.....	92
<b>Tabla 5.1</b> Masas de cada modelo por nivel en términos de la pendiente. ....	101
<b>Tabla 5.2.</b> Porcentaje de incremento y decremento del cortante basal por la influencia de la pendiente y el tipo de suelo. Parámetro de comparación: edificio de pendiente 0% y tipo de suelo S1.....	111
<b>Tabla 5.3.</b> Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórtico orientados en dirección Y para el sismo aplicado en la dirección X. ....	112
<b>Tabla 5.4.</b> Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórtico orientados en dirección X para el sismo aplicado en la dirección X. ....	113
<b>Tabla 5.5.</b> Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórtico orientados en dirección Y para el sismo aplicado en la dirección Y. ....	113
<b>Tabla 5.6.</b> Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórtico orientados en dirección X para el sismo aplicado en la dirección Y. ....	114
<b>Tabla 5.7.</b> Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórtico orientados en dirección Y para el sismo aplicado en la dirección X. ....	115
<b>Tabla 5.8.</b> Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórtico orientados en dirección X para el sismo aplicado en la dirección X. ....	115
<b>Tabla 5.9.</b> Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórtico orientados en dirección Y para el sismo aplicado en la dirección Y. ....	116
<b>Tabla 5.10.</b> Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórtico orientados en dirección X para el sismo aplicado en la dirección Y.....	117
<b>Tabla 5.11.</b> Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórticos orientados en dirección Y para el sismo aplicado en la dirección X.....	118
<b>Tabla 5.12.</b> Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórticos orientados en dirección X para el sismo aplicado en la dirección X.....	118

<b>Tabla 5.13.</b> Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórticos orientados en dirección Y para el sismo aplicado en la dirección Y.....	119
<b>Tabla 5.14.</b> Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórticos orientados en dirección X para el sismo aplicado en la dirección Y.....	120
<b>Tabla 5.15.</b> Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórticos orientados en dirección Y para el sismo aplicado en la dirección X.....	121
<b>Tabla 5.16.</b> Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórticos orientados en dirección X para el sismo aplicado en la dirección X.....	121
<b>Tabla 5.17.</b> Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórticos orientados en dirección Y para el sismo aplicado en la dirección Y.....	122
<b>Tabla 5.18.</b> Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórticos orientados en dirección X para el sismo aplicado en la dirección Y.....	123
<b>Tabla 5.19.</b> Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórticos orientados en dirección Y para el sismo aplicado en la dirección X.....	124
<b>Tabla 5.20.</b> Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórticos orientados en dirección X para el sismo aplicado en la dirección X.....	124
<b>Tabla 5.21.</b> Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórticos orientados en dirección Y para el sismo aplicado en la dirección Y.....	125
<b>Tabla 5.22.</b> Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórticos orientados en dirección X para el sismo aplicado en la dirección Y.....	125
<b>Tabla 5.23.</b> Relación de Derivas máximas para un tipo de suelo S1 y para la fuerza sísmica aplicada en la dirección X.....	151
<b>Tabla 5.24.</b> Relación de Derivas máximas para un tipo de suelo S2 y para la fuerza sísmica aplicada en la dirección X.....	152
<b>Tabla 5.25.</b> Relación de Derivas máximas para un tipo de suelo S3 y S4, y para la fuerza sísmica aplicada en la dirección X.....	152
<b>Tabla 5.26.</b> Relación de Derivas máximas para un tipo de suelo S1 y para la fuerza sísmica aplicada en la dirección Y.....	153
<b>Tabla 5.27.</b> Relación de Derivas máximas para un tipo de suelo S2 y para la fuerza sísmica aplicada en la dirección Y.....	153
<b>Tabla 5.28.</b> Relación de Derivas máximas para un tipo de suelo S3 y S4, y para la fuerza sísmica aplicada en la dirección Y.....	154
<b>Tabla 5.29.</b> Respuesta de las derivas en la dirección X normalizadas de acuerdo a la fuerza sísmica aplicada .....	155

<b>Tabla 5.30.</b> Respuesta de las derivas en la dirección Y normalizadas de acuerdo a la fuerza sísmica aplicada .....	156
Tabla 5.31. Periodo, Frecuencia y Factores de participación de masa, de los modos analizados en los modelos planteados para cada pendiente.....	170
<b>Tabla 6.1.</b> Cortante basal absorbido por los pórticos 1 y 2 en base a la pendiente para el sismo en dirección X.....	177
<b>Tabla 6.2.</b> Porcentaje de cortante basal absorbido por los pórticos 1 y 2 al aplicar el sismo en la dirección Y. ....	178
<b>Tabla A. 1.</b> Factores de amplificación con $y/h= 1$ .....	185
<b>Tabla A. 2.</b> Factores de amplificación con $y/h= 0.75$ . ....	186
<b>Tabla A. 3.</b> Factores de amplificación con $y/h= 0.5$ . ....	187
<b>Tabla A. 4.</b> Factores de amplificación con $y/h= 0.25$ . ....	188
<b>Tabla B. 1.</b> Datos generales del modelo en pendiente 0-10%.....	190
<b>Tabla B. 2.</b> Datos generales del modelo en pendiente 20-30%.....	191
<b>Tabla B. 3.</b> Datos generales del modelo en pendiente 40%.....	191
<b>Tabla B. 4.</b> Datos generales del modelo en pendiente 50-60%.....	192
<b>Tabla B. 5.</b> Datos generales del modelo en pendiente 70%.....	192

## CAPÍTULO 1

### 1. CONCEPTOS GENERALES

#### 1.1. INTRODUCCIÓN

Colombia por ser una tierra donde predominan las altas pendientes se puede ver que existen edificios que están contruidos siguiendo los delineamientos de la superficie, dando lugar a estructuras con diferentes niveles de cimentación. Al ocurrir un evento telúrico la respuesta sísmica de la edificación se ve afectada en una medida considerable por este fenómeno y lo que se trata de evaluar en este proyecto de grado, es saber en cuanto se afecta la vulnerabilidad de la estructura estando en este estado.

En los barrios marginales abunda la construcciones de casas sin especificaciones según las normas sismorresistentes que actualmente rigen en el país, algunas debidas al proceso de autoconstrucción por las mismas personas del lugar; otras, debido a que se edificaron antes de que el gobierno emitiera las leyes y decretos<sup>1</sup> que exigen que las viviendas a partir de esa fecha fueran construidas con base a esas normas para evitar los daños causados por las fuerzas sísmicas, y otras por el desconocimiento que tienen acerca de los requerimientos mínimos que rigen los procesos de construcción de las viviendas para evitar pérdidas humanas ante un evento telúrico de magnitud fuerte.

---

<sup>1</sup> Código Colombiano de de Construcciones Sismorresistente (Decreto 1400 de Junio de 1984) y la NSR-98 (Ley 400 de 1997 y Decreto 33 de 1998).

La vulnerabilidad que presentan estas edificaciones se aumenta cuando en el proceso de autoconstrucción van levantando nuevos niveles, llegando a obtener construcciones de mas de 4 o 5 pisos, sin tener en cuenta que tan resistente puede ser el nivel anterior ante un sismo. Cuando esta situación ocurre en sitios de pendientes las edificaciones se van construyendo de acuerdo a la facilidad que permita esta, creando así, hileras de casas que tienen forma de un edificio con cimentaciones de alturas diferentes.

A raíz de esta problemática se plantea en este proyecto un estudio que consiste en buscar que tanto afecta la pendiente en un evento sísmico en las edificaciones aporticadas cuando estas están construidas en laderas.

También se buscaron edificaciones con sistemas aporticados en el Área Metropolitana de Bucaramanga, que se encontraran en pendiente y que presentaran irregularidades en altura debido a su ubicación. Estas edificaciones se idealizaron con sistemas aporticados para cumplir el objetivo planteado en este proyecto el cual es evaluar el comportamiento que tiene una estructura, en lo posible para encontrar un patrón de conducta en las respuestas sísmicas cuando varia la pendiente, dando con estos resultados criterios bases para futuros estudios e investigaciones en este campo.

## **1.2. OBJETIVOS**

### **1.2.1. Objetivo General**

Comparar el comportamiento estructural de un edificio de mediana altura (3 a 8 pisos) de concreto reforzado cimentado en una ladera bajo el efecto de una acción sísmica, cuando la pendiente varía entre 0% y 70%.

### **1.2.2. Objetivos Específicos**

- Realizar un análisis paramétrico del comportamiento estructural de una edificación de mediana altura (3 a 8 pisos) cuando se encuentra cimentado en una ladera, cuya pendiente varía entre 0 y 70%. El estudio se hará para edificaciones localizadas en el Área Metropolitana de Bucaramanga, construidas en concreto reforzado y con un sistema aporticado.
- Aplicación del programa SAP 2000 en la evaluación de las diferentes respuestas que presenta la edificación en la variación de los diferentes parámetros como la pendiente del terreno y el tipo de suelo.

### **1.3. PLANTEAMIENTO DE LA PROBLEMÁTICA**

Debido al proceso autoconstructivo que hay en nuestra región, se presentan muchos casos donde las viviendas se hacen de tal forma que no cumplen los requisitos sismorresistentes y se van construyendo nuevos niveles dando lugar a edificaciones de más de 4 y 5 pisos, en los cuales se pueden analizar su comportamiento como edificios de mediana altura con elementos aporticados de pobres dimensiones, existiendo un mayor volumen de esta situación en las zonas de los estratos sociales más bajos.

Se plantea en este proyecto una configuración de edificaciones en pendiente, la cual varía desde 0% a 70%, creando modelos que simulen las respuestas que probablemente tendrían estas edificaciones en un posible evento sísmico.

A continuación se presentan algunas fotografías, mostrando también con estas la existencia de las configuraciones a las cuales se enfoca este proyecto.

Se muestran edificaciones en sistemas aporticados y mampostería sin distinción, debido a que este proyecto es un resultado previo a las investigaciones a posteriori de mampostería.



**Figura 1.1.** Configuraciones de casas en pendiente - Morrónico (Bucaramanga)



**Figura 1.2.** Configuraciones de casas en pendiente - Morrónico (Bucaramanga)



**Figura 1.3.** Configuraciones de casas en pendiente - Morrорico (Bucaramanga)



**Figura 1.4.** Configuraciones de casas en pendientes - Belencito (Floridablanca)  
Fuente: Estudio de vulnerabilidad en una zona de Floridablanca



**Figura 1.5.** Configuraciones de casas en pendiente - Morrónico (Bucaramanga)



**Figura 1.6.** Configuraciones de casas en pendiente - Morrórico (Bucaramanga)



**Figura 1.7.** Configuraciones de edificio en pendiente - Villabel Alto (Floridablanca)



**Figura 1.8.** Configuraciones de edificio en pendiente - Villabel Alto (Floridablanca)



**Figura 1.9.** Configuraciones de edificio en pendiente- El reposo (Floridablanca)

## CAPÍTULO 2

### 2. MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE

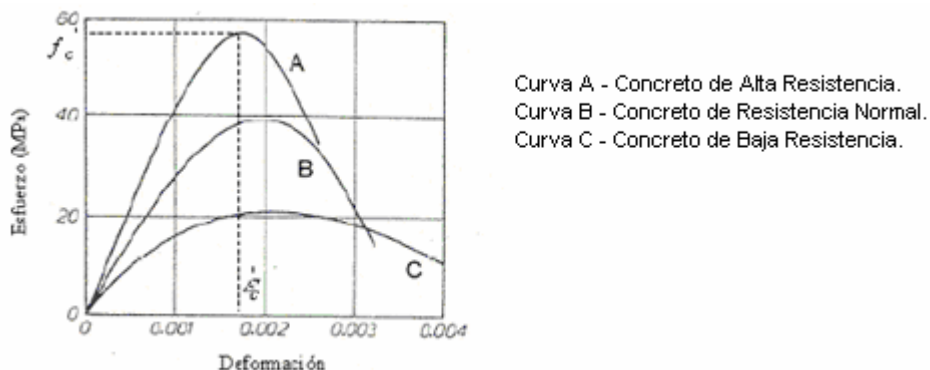
Se presenta en este capítulo una breve descripción de las propiedades de los materiales que influyen en el comportamiento de los elementos que componen y hacen parte de los sistemas estructurales aporticados, mostrando además una breve definición y descripción de los conceptos y temas que se utilizaran dentro del contenido de las memorias del presente documento.

#### 2.1. COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES

##### 2.1.1. Comportamiento del concreto.

##### 2.1.1.1. Concreto simple o concreto sin confinar.

El comportamiento del concreto sin confinar se puede ver a través de las curvas de esfuerzo deformación para concretos de diferentes resistencias, las cuales presentan una tendencia casi lineal hasta aproximadamente la mitad de la resistencia máxima a la compresión como lo muestra la Figura 2.1



**Figura 2.1.** Curvas esfuerzo-deformación para cilindros de concreto cargados a compresión uniaxial.

A medida que aumenta el valor de la resistencia a la compresión, la deformación asociada disminuye por la fragilidad en los concretos de alta resistencia como se ve en la curva A de la Figura 2.1. Esta fragilidad debe tenerse en cuenta cuando los requerimientos de ductilidad en este tipo de concretos se ven sometidos a desarrollar grandes deformaciones de compresión<sup>2</sup>.

La deformación máxima unitaria a compresión se considera que esta entre 0.002 y 0.003 para el concreto de densidad normal, donde todavía pueden transmitirse esfuerzos, después de este rango se genera grietas en el concreto paralelas a la dirección de la carga<sup>3</sup>.

#### **2.1.1.2. Concreto confinado.**

El confinamiento de los elementos estructurales se logra mediante el acero de refuerzo transversal que se coloca espaciado cierta distancia, según los requerimientos de diseño.

El efecto de confinamiento del refuerzo sobre el concreto tiene efecto para valores de esfuerzo que se aproximan a la resistencia uniaxial, por lo tanto, las deformaciones transversales aumentan debido al agrietamiento interno y progresivo haciendo que el concreto se apoye contra el refuerzo transversal, ejerciendo este ultimo una reacción de confinamiento sobre el concreto<sup>4</sup>.

---

<sup>2</sup> Paulay, T., y Priestley, M. J. N. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. Edited by John Wiley Sons, INC.

<sup>3</sup> Nilson, Arthur H. (1999). Diseño de estructuras de concreto. Duodécima edición. McGraw Interamericana, S.A.

<sup>4</sup> Park, R. y Paulay, T. (1994). Estructuras de concreto reforzado. LIMUSA. Noriega Editores. México.

El confinamiento mejora considerablemente las características de esfuerzo deformación del concreto haciéndolo un material dúctil. El refuerzo transversal y su espaciamiento influyen en la resistencia y ductilidad de los elementos.

Cuando el espaciamiento de los estribos disminuye, la deformación máxima del elemento aumenta y el confinamiento por refuerzo transversal tiene poco efecto en la curva esfuerzo deformación antes que se alcance la resistencia uniaxial del concreto.

### 2.1.1.3. Curvas de esfuerzo-deformación del concreto confinado.

Este tipo de curvas dependen de variables<sup>5</sup> como las siguientes:

- La relación entre el volumen de acero transversal y el volumen del núcleo de concreto, ya que una elevada cantidad de acero transversal involucra una elevada presión de confinamiento.
- La resistencia a la cedencia del acero transversal la cual proporciona un límite superior a la presión de confinamiento.
- La relación entre el espaciamiento del acero transversal y las dimensiones del núcleo de concreto, debido a que un espaciado más pequeño produce un confinamiento más efectivo.
- La relación entre el diámetro de la varilla transversal y la longitud no soportada de las varillas transversales en el caso de los estribos o aros rectangulares, debido a que un diámetro grande conduce a un confinamiento mas efectivo.
- La cuantía y tamaño del acero de refuerzo longitudinal, debido a que este también confina el concreto.

---

<sup>5</sup> Park, R. y Paulay, T. (1994). Estructuras de concreto reforzado. LIMUSA. Noriega Editores. México.

- El nivel de resistencia del concreto influye en su ductilidad y en las deformaciones máximas que puede desarrollar.
- La tasa de carga, debido a que las características de esfuerzo deformación del concreto dependen del tiempo.

## **2.1.2. Comportamiento del acero.**

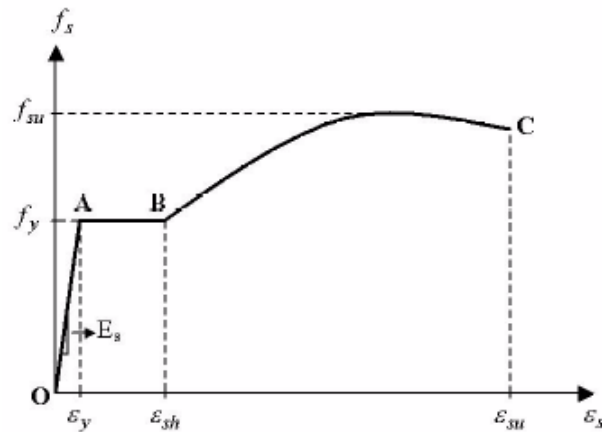
### **2.1.2.1. Relaciones esfuerzo-deformación del acero**

En las estructuras de concreto reforzado la principal fuente de ductilidad reside en la gran capacidad del acero para resistir ciclos repetitivos de cargas, sin una disminución significativa de su resistencia, aún cuando se encuentra en niveles muy altos de deformación. La relación esfuerzo-deformación, que se muestra en la Figura 2.2, esta conformada por una primera zona elástica lineal (tramo OA), cuya pendiente corresponde al módulo de elasticidad  $E_s$  del acero, es aproximadamente igual a 200 GPa, hasta alcanzar el nivel de esfuerzo de cedencia  $f_y$ , el cual se mantiene hasta una cierta deformación  $\epsilon_{sh}$ , dando origen a una plataforma de longitud variable (tramo AB). A partir de este punto, el acero aumenta su resistencia, debido al endurecimiento del material, hasta alcanzar el nivel máximo de esfuerzos  $f_{su}$ , que suele tomarse como aproximadamente entre 1.4 a 1.5 veces el valor de  $f_y$  (tramo BC).

A partir de este instante, el perfil de la curva es decreciente hasta llegar a la rotura del material<sup>6</sup>. Las deformaciones  $\epsilon_{sh}$  y  $\epsilon_{su}$  corresponden a los instantes donde se inician el endurecimiento por deformación y la rotura del acero, respectivamente.

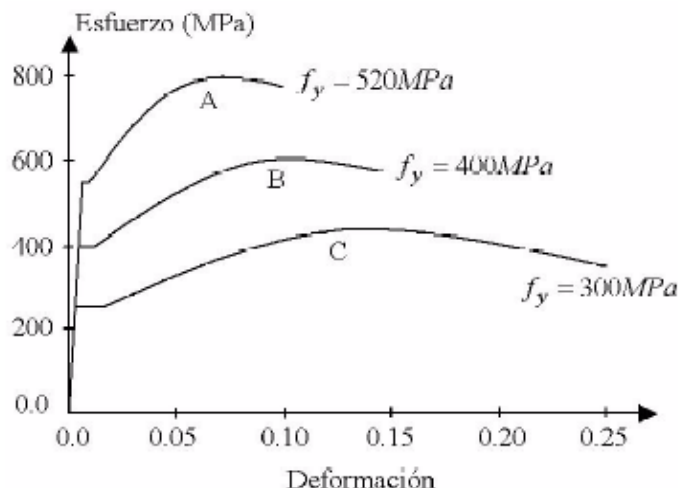
---

<sup>6</sup> Paulay, T., y Priestley, M. J. N. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. Edited by John Wiley Sons, INC.



**Figura 2.2.** Representación gráfica de la relación esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.

En la Figura 2.3 se muestra tres curvas representativas de diferentes casos de resistencia de cedencia del acero de refuerzo,  $f_y$ , comúnmente utilizado para la construcción de estructuras de concreto reforzado. En ella, se observa que la deformación última  $\epsilon_{su}$  y la longitud de la plataforma de cedencia, decrecen cuando se incrementa la resistencia de cedencia del acero,  $f_y$ . Por esta razón, los aceros de alta resistencia (curva A), son menos dúctiles que los aceros de resistencias más bajas (curvas B y C).



**Figura 2.3.** Curvas esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo.

El método de fabricación del acero puede incidir también en las propiedades de comportamiento de este. Se ha observado que el acero trabajado en frío puede producir un acortamiento de la plataforma de cedencia, a un grado tal, que el endurecimiento por deformación comienza inmediatamente después de iniciarse la cedencia<sup>7</sup>.

Las características óptimas del acero de refuerzo, desde el punto de vista de los requerimientos del diseño por capacidad, son: una plataforma de cedencia larga, seguida por un endurecimiento por deformación gradual y una variabilidad baja de la resistencia de cedencia actual, a partir del valor nominal especificado.

### **2.1.3. Modulo de elasticidad del concreto.**

Conocido como la Relación entre el esfuerzo de tracción o de compresión y la deformación unitaria producida por aquel, para esfuerzos inferiores al límite proporcional del material.

El modulo de elasticidad, **E<sub>c</sub>**, por lo general se basa en la medición de la secante bajo una carga de compresión hasta alcanzar un esfuerzo máximo de  $0.45f'c$ .

Las expresiones de diseño relacionan el modulo de elasticidad con la resistencia a compresión.

Para un concreto de peso normal, el modulo de elasticidad se debe determinar experimentalmente a partir de las curvas esfuerzo-deformación obtenidas para un grupo representativo de cilindros estándar de concreto, y que se conoce como la pendiente de la línea trazada desde el origen hasta el punto en la curva esfuerzo deformación correspondiente a un esfuerzo de  $0.45f'c$  en compresión, de acuerdo con la norma NTC 4025 (ASTM C469). Como en nuestro caso no disponemos de este valor experimental, lo calculamos por medio de la siguiente formula que

---

<sup>7</sup> Park, R. y Paulay, T. (1994). Estructuras de concreto reforzado. LIMUSA. Noriega Editores. México.

recopila el valor medio de toda la información experimental nacional<sup>8</sup>, sin distinguir por tipo de agregado, está dada por la Ecuación 2.1:

$$E_c = \sqrt{3900 * f'c} \text{ en MPa.} \quad \text{(Ecuación 2.1)}$$

La relación de Poisson para el concreto debe determinarse por medio del ensayo de cilindros de concreto, realizado de acuerdo con la norma NTC 4025 (ASTM C469). En el caso de que no se disponga del valor experimental puede utilizarse un valor de 0.20<sup>8</sup>.

## **2.2. COMPORTAMIENTO DE LOS SISTEMAS TIPO PÓRTICO**

Este tipo de sistemas estructurales, a pesar del amplio estudio al que se ha visto sometido, en nuestro estudio se va a enfocar en su comportamiento en laderas ante los diferentes tipos de suelos en el Área Metropolitana de Bucaramanga.

Se busca mejorar el desempeño de estos sistemas ante un evento sísmico de gran escala y contribuir en alguna forma a mitigar su posible mal desempeño de estos sistemas estructurales.

### **2.2.1. Sistema Pórtico**

Los sistemas aporticados son sistemas estructurales constituidos por vigas, columnas y placas (Figura 2.4), que juntos, forman una estructura resistente a las cargas verticales y horizontales. La resistencia ante las cargas laterales depende

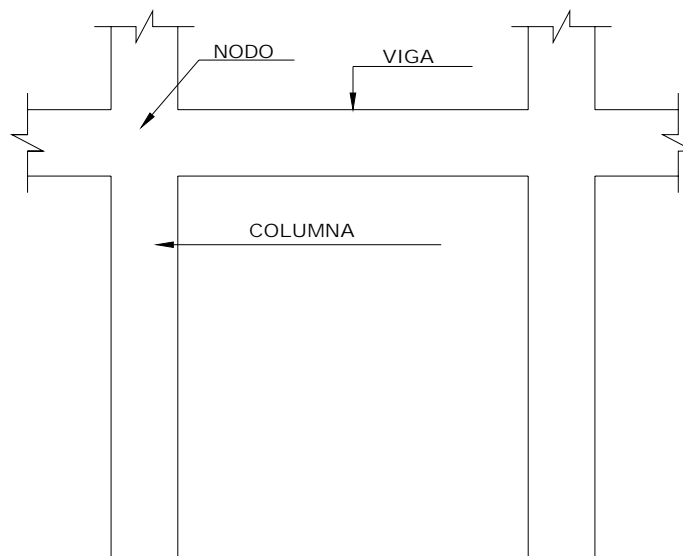
---

<sup>8</sup> Normas colombianas de diseño y construcción Sismo Resistente, NSR-98. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica. Ley 400 de 1997. Decreto 33 de 1998.



del tipo de las conexiones entre sus elementos. Están configurados entre sí, para permitir el movimiento de la edificación en caso de evento sísmico.

Generalmente los elementos constituyentes de un sistema pórtico son rectangulares (dependiendo de manera previa del diseño estructural) y son en su totalidad fundidos en sitio (en la mayoría de los casos se utilizan formaletas tradicionales).



**Figura 2.4.** Elementos de un sistema portico

### 2.2.2. Comportamiento Estructural Bajo Cargas Dinámicas

El comportamiento sísmico de las estructuras aporticadas de concreto reforzado, influye grandemente la ductilidad de este, la distribución del refuerzo longitudinal y transversal y el confinamiento en los elementos del sistema estructural.

La resistencia de un sistema en pórtico ante las fuerzas horizontales proviene principalmente de las columnas, las vigas y los nodos de la estructura. En un pórtico las columnas se definen como los elementos que sostienen las cargas a compresión de todo el sistema. Aunque también actúan sobre ellas momentos flectores los cuales producen fuerzas de tensión, las fuerzas de compresión

dominan su comportamiento y debido a esto se hacen referencia a las columnas como los elementos de compresión<sup>9</sup>.

Las vigas en un sistema aporticado son elementos que trabajan bajo fuerzas internas que se pueden descomponer en fuerzas normales y tangenciales a la sección. Las componentes normales a la sección son los esfuerzos de flexión. Las componentes tangenciales se conocen como esfuerzos cortantes que resisten a las fuerzas transversales o cortantes.

Los nodos son los puntos de conexión entre las vigas y las columnas (elementos principales del pórtico), y su función es pasar las fuerzas existentes en los extremos de unos elementos a los elementos de soporte a través de la unión viga-columna. Los nodos se vuelven un punto crítico ante las fuerzas sísmicas y su resistencia depende en gran manera de la continuidad existente en este, la distribución y calidad de refuerzo que contenga. El comportamiento de estas conexiones tiene una incidencia en la respuesta total y en la estabilidad de los edificios aporticados de hormigón armado. Una pérdida sustancial de rigidez y resistencia en la conexión viga-columna, puede generar un mecanismo de colapso local e incluso global. En la idealización de este proyecto estas conexiones se consideran totalmente rígidas y sin pérdidas en la resistencia.

En un sistema de pórticos es necesario que los edificios dispongan de líneas de pórticos que garanticen la resistencia y rigidez en las dos direcciones principales, ya que las fuerzas laterales debidas a sismos pueden actuar en una dirección cualquiera aún dentro de un mismo movimiento sísmico. Los edificios aporticados de hormigón armado que presentan un buen desempeño sísmico, se caracterizan

---

<sup>9</sup> Nilson, Arthur H. (1999). *Diseño de estructuras de concreto*. Duodécima edición. McGraw Interamericana, S.A.

por tener la capacidad de evitar el desarrollo inesperado de un mecanismo de colapso durante un movimiento sísmico severo y al mismo tiempo por absorber la energía sísmica a través de las deformaciones inelásticas.

## **2.3. ESPECTRO DE DISEÑO.**

### **2.3.1. Espectro de Diseño de la Norma Sismo Resistente Colombiana**

La amenaza sísmica para la normativa sismo resistente vigente en Colombia NSR-98 está asociada con una probabilidad de excedencia de la aceleración pico efectiva  $A_a$  el cual se define como un nivel de amenaza, tal que haya una probabilidad del 10% de que sea excedida en un lapso de 50 años.

$A_a$  es la aceleración que existe en la roca al ocurrir un evento telúrico y en este proyecto se toma el valor de ocurrencia máxima para una zona de amenaza sísmica alta en la cual se encuentra el Área Metropolitana de Bucaramanga, siendo este valor correspondiente a  $0.25g$ .

En los modelos a analizar la forma del espectro elástico de aceleraciones se define, para un coeficiente de amortiguamiento crítico de cinco por ciento (5%), que se va a utilizar en la evaluación de los parámetros de las edificaciones de este proyecto, esta definido por tres tramos característicos como se muestra en la Figura 2.5.

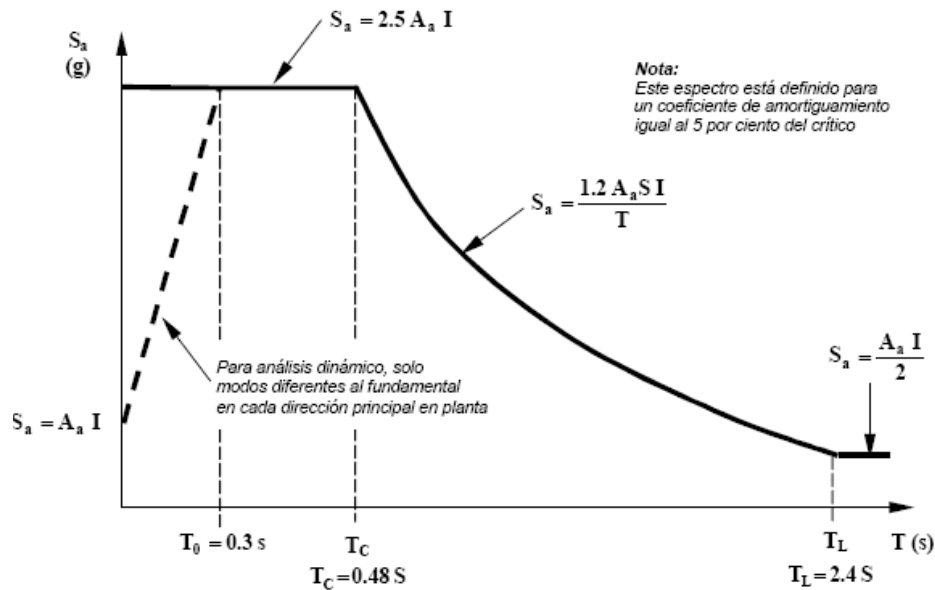


Figura 2.5. Espectro de aceleraciones de la Norma Sismorresistente Colombiana NSR-98

El cual está definido por medio de la Ecuación 2.2 para periodos de vibración comprendidos entre  $T_c$  y  $T_L$ .

$$S_a = \frac{1.2 * A_a * S * I}{T} \tag{Ecuación 2.2}$$

Para períodos de vibración menores de  $T_c$ , calculado de acuerdo con la Ecuación 2.3, el valor de  $S_a$  puede limitarse al obtenido de la Ecuación 2.4.

$$T_c = 0.48 * S \tag{Ecuación 2.3}$$

$$S_a = 2.5 * A_a * I \tag{Ecuación 2.4}$$

Para períodos de vibración mayores que  $T_L$ , calculados de acuerdo con la Ecuación 2.5, el valor de  $S_a$  no puede ser menor que el dado por la Ecuación 2.6.

$$T_L = 2.4 * S \quad \text{(Ecuación 2.5)}$$

$$S_a = \frac{A_a * I}{2} \quad \text{(Ecuación 2.6)}$$

En caso de utilizarse el análisis dinámico, para períodos de vibración diferentes del fundamental, en la dirección en estudio, menores de **To** (**To** = 0.3 s), el espectro de diseño puede obtenerse de la Ecuación 2.7.

$$S_a = A_a * I * (1 + 5 * T) \quad \text{(Ecuación 2.7)}$$

En las formulas anteriores se muestran las variables S, I y T, correspondientes a los efectos locales producidos por el perfil del suelo, la importancia de la edificación y el periodo fundamental, de los cuales se da a continuación una pequeña explicación de estos y se definen en el Capítulo 4, Definición de la acción sísmica.

**Efectos Locales (S).** En este proyecto se trabajaron los diferentes tipos de suelos planteados según la NSR-98, la cual define 4 tipos de suelos, S1, S2, S3 y S4.

**Coficiente de importancia (I).** El coeficiente de importancia referido a la edificación, se cuantifico igual a 1.0 perteneciente al grupo de edificaciones de ocupación normal.

**Periodo fundamental del edificio (T).** Una alternativa aproximada para el cálculo del periodo fundamental de la estructura se obtiene por medio de la Ecuación 2.8

$$T = C_t * h_n^{3/4} \quad \text{(Ecuación 2.8)}$$

Donde  $h_n$  se toma como la altura total de la edificación  $h_n = h_1 + (n - 1) * h_2$  siendo  $h_1$  altura del primer piso  $h_2$  altura de los pisos superiores y  $n$  el número de pisos. El valor de  $C_t$  se definió como 0.08 para edificaciones de concreto reforzado<sup>10</sup>.

#### **2.4. MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS PARA SISTEMAS DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD**

Para el análisis de edificaciones existen dos clases de análisis de estructuras; el primero el Análisis Elástico desarrollado por los métodos de la Fuerza Horizontal Equivalente y el Análisis Modal; y el segundo Análisis Inelástico, siendo el Análisis Pushover uno de los métodos más conocidos de este tipo análisis. Estos métodos de análisis son explicados en la Norma sismorresistente colombiana en los capítulos A.4 y A.5, definiendo también los rangos en los cuales pueden aplicarse dichos métodos en el A.3.4.2.

A continuación se presenta el desarrollo de las teorías para el modelamiento dinámico utilizadas para la idealización de los modelos que se tratan en este proyecto, utilizando **los métodos elásticos** los cuales se usaran para calcular las respuestas dinámicas de la edificación utilizando un software de computadora (SAP 2000) en el análisis estructural de los modelos, presentando la definición de estos tipos de análisis más adelante.

Aunque se sabe, que los edificios ante los sismos intensos nunca permanecerán elásticos en el comportamiento de sus elementos, los esfuerzos que se calculan suponiendo un comportamiento elástico lineal en los elementos, pueden exceder considerablemente los valores de fluencia.

---

<sup>10</sup> Normas colombianas de diseño y construcción Sismo Resistente, NSR-98. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica. Ley 400 de 1997. Decreto 33 de 1998.

### **2.4.1. Análisis Dinámico Elástico(Análisis Modal)**

La estructura se idealiza como un sistema elástico lineal, de múltiples grados de libertad, considerando los entrepisos como diafragmas rígidos en su propio plano, reemplazando la masa de cada piso por una masa concentrada en su centro de masa del diafragma por cada nivel. También se tienen en cuenta los efectos torsionales haciendo los ajustes necesarios en la localización de los centros de masa de los diafragmas y el centro de rigidez, considerándose también los efectos direccionales a través de las componentes apropiadas de los desplazamientos de los grados de libertad horizontales ortogonales del diafragma.

Se considera tres grados de libertad por piso (dos movimientos traslacionales en X, Y, y un movimiento rotacional en Z) propiedades que se obtienen al considerar el diafragma rígido al ser infinitamente rígido en su propio plano. Existen tantos modos de vibración como el número de masas. Sin embargo, para simplicidad en el cálculo, normalmente se consideran los tres primeros modos de vibración para los edificios de baja y mediana altura en los cuales esta enfocado este proyecto, y para los edificios de gran altura se consideran los seis primeros modos de vibración<sup>11</sup>.

### **2.4.2. Método de la fuerza horizontal equivalente<sup>12</sup>**

Este método consiste en definir una fuerza horizontal estática que representa la acción sísmica, de tal manera que se reduzca el problema dinámico a uno estático. La fuerza sísmica definida por el método de la Fuerza Horizontal

---

<sup>11</sup> Minoru Wakabayashi, Enrique Martínez Romero. (1988). Diseño de estructuras sismorresistentes, México, D.F.

<sup>12</sup> Norma Sismorresistente Colombiana (NSR-98), (1998). Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, Capítulo A.4, Asociación de Ingeniería Sísmica, Colombiana.

Equivalente se distribuye en la estructura de acuerdo al número de pisos, incluyendo también los efectos de torsión que se puedan generar por la configuración que esta tenga.

El método de la Fuerza Horizontal Equivalente lleva implícito ciertas aproximaciones, que son las siguientes:

- Limita la respuesta sísmica al primer modo de vibración (modo fundamental).
- Iguala la masa efectiva del primer modo a la masa total de la estructura para compensar la ausencia de los otros modos.
- El periodo de vibración fundamental aproximado con el cual se determina el valor de la aceleración espectral (la cual es un porcentaje de la gravedad), calculándola con la siguiente expresión:

$$T_a = C_t * (h_n)^{3/4} \quad \text{(Ecuación 2.9)}$$

Donde:

$C_t$  es el coeficiente que depende del material y sistema estructural.

$H_n$  es la altura en metros, medida desde la base hasta la cubierta de la estructura.

Los valores de  $C_t$ , según el capítulo A.4, sección A.4.2.2 de la NSR-98 son los siguientes:

$C_t = 0.08$  para los pórticos resistentes de concreto reforzado y para pórticos de acero estructural con diagonales excéntricas;

$C_t = 0.09$  para pórticos resistentes a momentos de acero estructural;

$C_t = 0.05$  para los otros tipos de sistemas de resistencia sísmica.



El cortante sísmico en la base,  $V_s$ , equivalente a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, en la dirección en estudio, se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$V_s = S_a * g * M \quad \text{(Ecuación 2.10)}$$

Donde  $V_s$ , es el cortante sísmico en la base, producido por los movimientos sísmicos de diseño, en la dirección de estudio,  $S_a$ , es el valor del espectro elástico de aceleraciones como fracción de la gravedad determinado a partir del periodo fundamental de la edificación.

La fuerza sísmica horizontal,  $F_i$ , en cualquier nivel  $i$ , para la dirección en estudio, deben asignarse para cada nivel  $i$ , utilizando las siguientes ecuaciones:

$$F_i = C_{vi} * V_s \quad \text{(Ecuación 2.11)}$$

$$C_{vi} = \frac{m_i * h_i^k}{\sum_{i=1}^n (m_i * h_i^k)} \quad \text{(Ecuación 2.12)}$$

Donde  $m_i$  y  $h_i$  se refieren a la masa y la altura del nivel  $i$  respectivo, los cuales son necesarios para calcular el coeficiente de distribución de la fuerza sísmica  $C_{vi}$  para el nivel respectivo de la edificación.

Donde  $k$  es un exponente relacionado con el período fundamental,  $T$ , de la edificación de la siguiente manera:

- Para  $T$  menor o igual a **0.5** segundos,  $k = 1.0$ ,
- Para  $T$  entre **0.5** y **2.5** segundos,  $k = 0.75 + 0.5 T$ , y
- Para  $T$  mayor que **2.5** segundos,  $k = 2.0$ .

Para la aplicación de cualquier acción sísmica, siempre se requerirá en primera instancia de una descripción del edificio mediante un modelo estructural, los cuales se mostraran en el Capítulo 3, Construcción de Modelos.

## **2.5. EFECTOS LOCALES**

Se conoce como efecto local a los cambios producidos en una onda sísmica, debido a la influencia de las condiciones geológicas y topográficas durante o después de un terremoto. Estos cambios consisten en la amplificación fuerte de la señal así como una mayor duración de la misma y la modificación de su contenido frecuencial.

### **2.5.1. Efectos locales geológicos**

Los efectos locales de este tipo son tratados en la Norma Sismorresistente Colombiana (NSR-98), definidos bajo los diferentes perfiles de suelo y son posteriormente representados por unos coeficientes de sitio, que representan la amplificación debida a estos. Se clasifican en 4 tipos de perfiles: S1, S2, S3 y S4. También el Área Metropolitana de Bucaramanga cuenta un estudio de microzonificación sísmica, el cual clasifica los suelos del Área en tres tipos de zonas sísmicamente construibles, la Zona 1, la Zona 2 y la Zona 3 o llamados también, Zonas de Roca, Suelo Rígido y Zona de Llenos. A continuación se presenta una breve explicación de las zonas clasificadas en el mapa de Zonificación Sísmica de Bucaramanga sin entrar en profundidad, debido a que en el presente estudio se trabajará con los espectros dados por la NSR-98.

Las definiciones de las zonas en el mapa Zonificación Sísmica de Bucaramanga son tomadas de las conclusiones del Ingeominas. Las cuales presentan a las tres zonas de respuesta dinámica diferente, para las cuales se pueden construir en el

Área Metropolitana de Bucaramanga (Ver mapa de Zonificación Sismogeotécnica Indicativa)<sup>13</sup>:

**Zona 1 - Roca:** Esta zona comprende los depósitos de roca correspondientes a la formación Girón (1G), cualquier depósito que se pueda considerar como roca pura (R), los depósitos considerados como roca blanda y/o suelos residuales competentes sobre manto rocoso, que comprende las zonas identificadas como 1N, 3 y 7. Teniendo una forma espectral y aceleraciones máximas similares a lo propuesto por la NSR98.

**Zona 2 – Suelo Rígido:** donde se encuentra la mayor parte de la población del área metropolitana de Bucaramanga, y corresponde a depósitos de suelo rígido y reúne las zonas geotécnicas 2, 4 y 5. Presenta aceleraciones espectrales máximas considerablemente altas. Dicha forma espectral, así como los valores máximos están en concordancia con la propuesta de la norma UBC97 para sitios donde efectos de campo cercano son esperados; tal y como podría ser el caso del Área Metropolitana de Bucaramanga.

**Zona 3 - Llenos:** corresponde a los llenos (6), que deben tener consideraciones especiales, dadas las aceleraciones espectrales tan altas obtenidas. Es pertinente mencionar que los datos geotécnicos para caracterizar estas zonas son muy pobres y como tal la incertidumbre de su respuesta dinámica es bastante elevada. Sin embargo, es de anotar que el espectro propuesto en esta zona ha sido reducido en su amplitud máxima. Es también importante aclarar que pueden existir llenos de menor tamaño que no han sido cartografiados.

---

<sup>13</sup> Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga, INGEOMINAS, Subdirección de Amenazas Geoambientales, Bogotá, Colombia, 2001.

### **2.5.2. Efecto local topográfico o amplificación topográfica**

El efecto local topográfico aunque no se va a trabajar en este proyecto, se muestra en este numeral para que se tenga conocimiento de él y se incluya en futuras investigaciones de proyecto de grado. Porque se ha comprobado, tras la ocurrencia de diferentes eventos sísmicos muy destructivos, y también de estudios realizados después de observar estos terremotos que han afectado a poblaciones localizadas en zonas de alta montaña, que las edificaciones ubicadas en la parte superior de los taludes o laderas, sufren daños estructurales mayores en comparación con las edificaciones que se encuentran situadas en las partes más bajas, o en las zonas planas.

Esta situación se observó, para mencionar algunos casos durante los terremotos de 1976 en Friuli y de 1980 en Irpino, ambos en Italia, y en el terremoto de Chile de 1985. La causa de este fenómeno se atribuyó a la amplificación de las ondas sísmicas debido a la presencia de irregularidades topográficas<sup>14</sup>.

El tema de la amplificación topográfica es conocido desde hace tiempo, pero aún no es tenida en cuenta en la mayoría de los códigos modernos, además, la cantidad de información sobre estudios debidos a efectos topográficos actualmente es menor que los estudios existentes sobre los efectos locales debidos al perfil del suelo. Si bien este factor no se ha tenido en cuenta, es muy importante en el momento de diseñar estructuras en las zonas de altas pendientes<sup>15</sup>.

---

<sup>14</sup> Geli, L., bard, P. And Jullien, B. (1988). "The Effect of Topographic on Earthquake Ground Motion: A Review and New Results". Bulletin of the Seismological Society of America. 78(1), pp. 42-63.

<sup>15</sup> Luis E. Suárez y María Elena Arroyo. "Estudio numérico de la influencia de la topografía irregular en la aceleración del suelo durante un terremoto". Uniandes VII Seminario Internacional y I Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. 2001

También hay que resaltar que esta situación se hace más alarmante para las zonas que por su condición socio-económica y cultural, no cumplan en sus construcciones con los requerimientos mínimos exigidos por la norma sismorresistente, lo cual en algún evento telúrico ocasionaría graves daños.

El procedimiento para la obtención de la amplificación debida a las condiciones topográficas se puede ver más detalladamente en el Anexo A.

## CAPÍTULO 3

### 3. CONSTRUCCIÓN DE MODELOS

Se establecieron modelos estructurales de edificaciones aporticadas de acuerdo a las pendientes entre 0 y 70% estudiadas en este proyecto, simulando las (diferentes) configuraciones en altura y planta en las que se encuentran estas dentro del Área Metropolitana de Bucaramanga para las diversas inclinaciones del terreno.

Las estructuras planteadas son edificios hipotéticos, pero son representativos de las edificaciones de mediana altura que se encuentran entre los rangos de pendiente antes mencionados.

También se debe aclarar que definir un modelo exacto sería complejo, y en la mayoría de los casos su exactitud se perdería, tanto por la complejidad de los modelos matemáticos que se utilizan en el análisis, como por los errores generados durante el proceso de cálculo. Definir un modelo dinámico simple implica discretizar la estructura de tal manera que permita una formulación adecuada del modelo matemático y, posteriormente, permita el cálculo de la respuesta. Los modelos demasiados complejos son inadecuados a causa del gran volumen de información que se necesita para generar resultados, además del esfuerzo de acopio, síntesis y procesamiento de dicha información, así pues los mejores modelos serán aquellos que siendo sencillos, asimilen la mayor cantidad de información posible<sup>16</sup>. De las edificaciones estudiadas se puede observar que salen una gran cantidad de modelos y hacer una simulación detallada de cada una de estas haría este ejercicio un problema tedioso y complicado.

---

<sup>16</sup> Maldonado, Esperanza y Chio, Gustavo. (2004). *Análisis sísmico de edificaciones*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga Colombia.

### 3.1. PLANTEAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

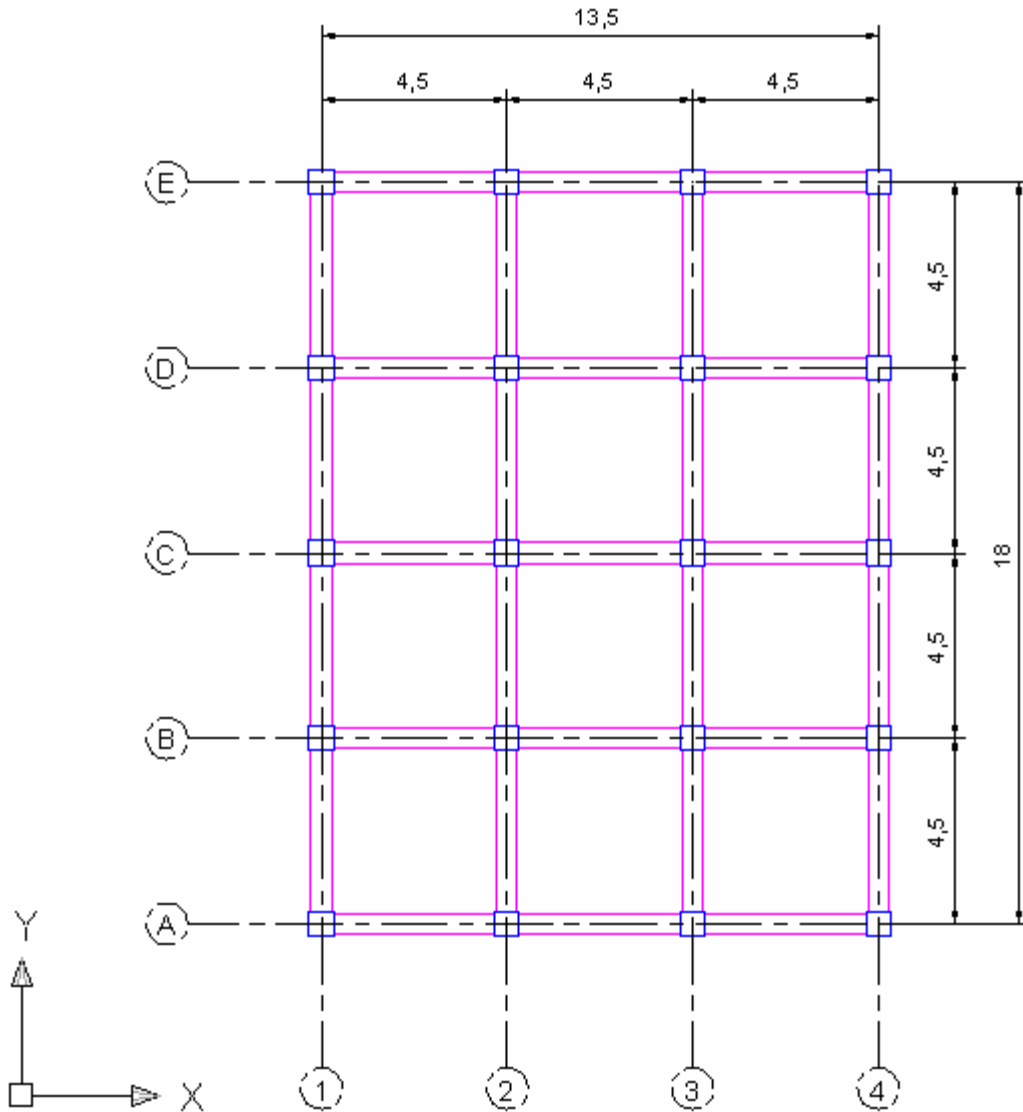
#### 3.1.1. Configuración en planta y en perfil

De acuerdo a las configuraciones de las edificaciones vistas en el Área Metropolitana de Bucaramanga se plantea una configuración en planta, para las edificaciones aporticadas de concreto reforzado.

La distribución en planta de la estructura a modelar es de 13,5 m en dirección X, por 18.0 m en dirección Y, presentando 5 pórticos en la dirección X (A, B, C, D y E) ver Figura 3.1; en la dirección Y son 4 pórticos (1, 2, 3 y 4) con diferencias en altura dependiendo de la configuración dada por la pendiente. La distancia de los vanos es de 4,5 m en las dos direcciones (Figura 3.1); con altura entre ejes de cada piso de 2,5 m. La edificación para una pendiente del 0% tiene una altura de 6 pisos, con una configuración regular. La pendiente varía en la dirección X, por lo tanto para los demás modelos en las otras inclinaciones se parte de la edificación de 6 pisos y se les va disminuyendo el número de vanos en los primeros pisos de acuerdo a la pendiente, presentando el esquema de la disminución de los vanos en la Figura 3.2, donde se pueden observar que estas edificaciones tienen configuraciones irregulares en altura.

Donde:

- Al modelo de 20-30% se le quita un vano en el primer piso,
- Al modelo de 40% se le quitan dos vanos en el primer piso,
- Al modelo de 50-60% se le quitan dos vanos en el primer piso y un vano en el segundo piso, y
- Por ultimo al modelo del 70% se le quitan dos vanos en el primero y segundo piso (Figura 3.2)



**Figura 3.1.** Configuración en planta para un nivel regular.

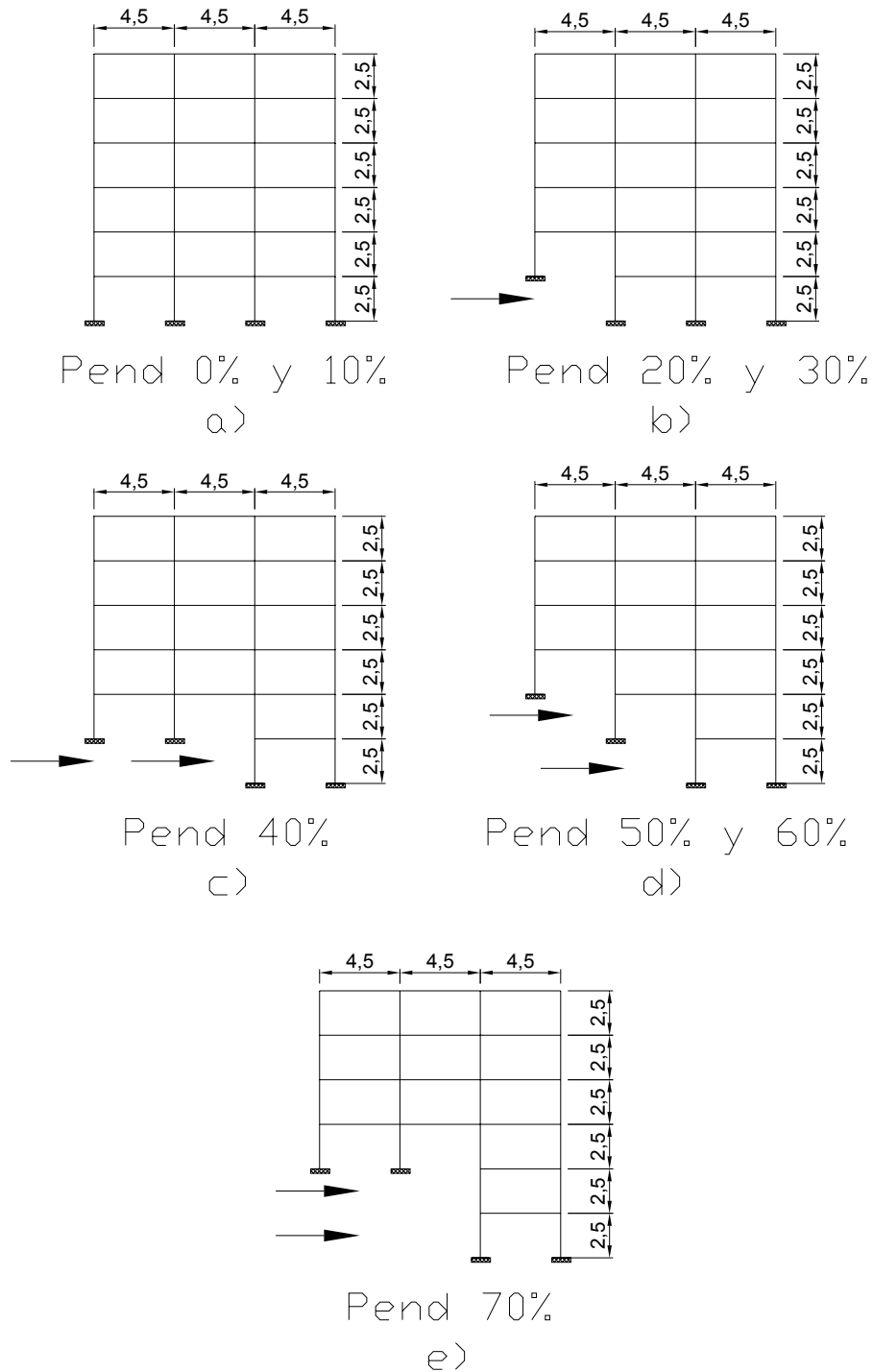


Figura 3.2. Esquema de disminución de vanos para los diferentes modelos.

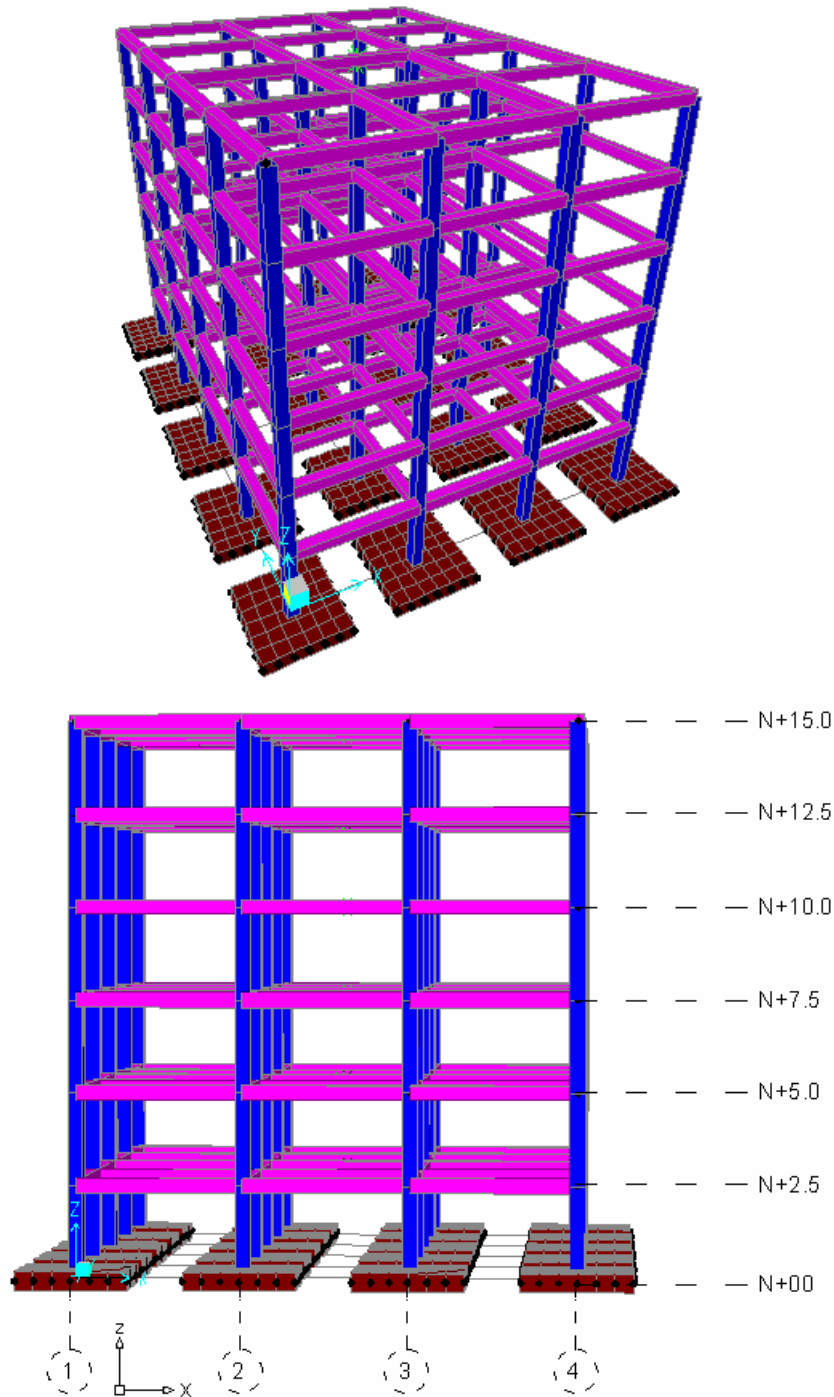
### **3.1.2. Planteamiento de los esquemas para las diferentes pendientes**

Se hicieron varios esquemas para las pendientes del 0% al 70%, tratando de simular las configuraciones en las que se encuentran las edificaciones en las altas pendientes.

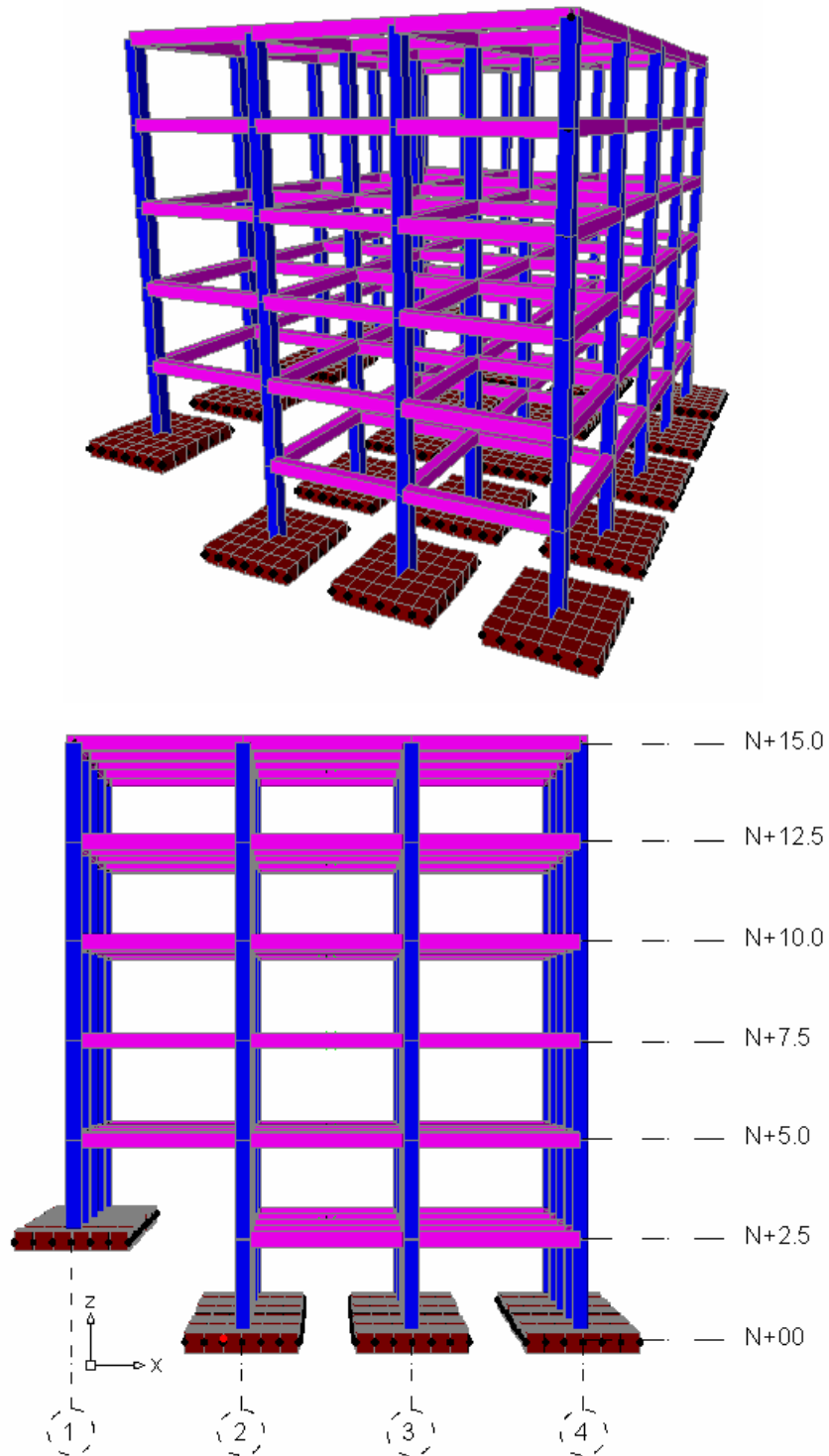
Se consideró como estructura base para crear los modelos y como punto de comparación, un edificio de 6 pisos, regular en planta y en altura, con las dimensiones y propiedades de los elementos antes mencionados. Tratando de considerar el efecto del suelo, con una simulación en la cimentación por medios de resortes. Las consideraciones en la cimentación se verán más adelante.

De acuerdo a cada pendiente se hicieron los esquemas de los edificios, teniendo en consideración para la disminución de un nivel en un vano, que la altura con respecto a la cimentación del vano anterior no produjera un relleno de más de un metro de altura.

Los esquemas para las pendientes entre 0% y 70% de cada uno de los modelos se presentan a continuación desde la Figura 3.3 hasta la Figura 3.7.



**Figura 3.3.** Edificio de 6 pisos para una pendiente del 0% y del 10%



**Figura 3.4.** Configuración de la estructura para una pendiente del 20% y 30%

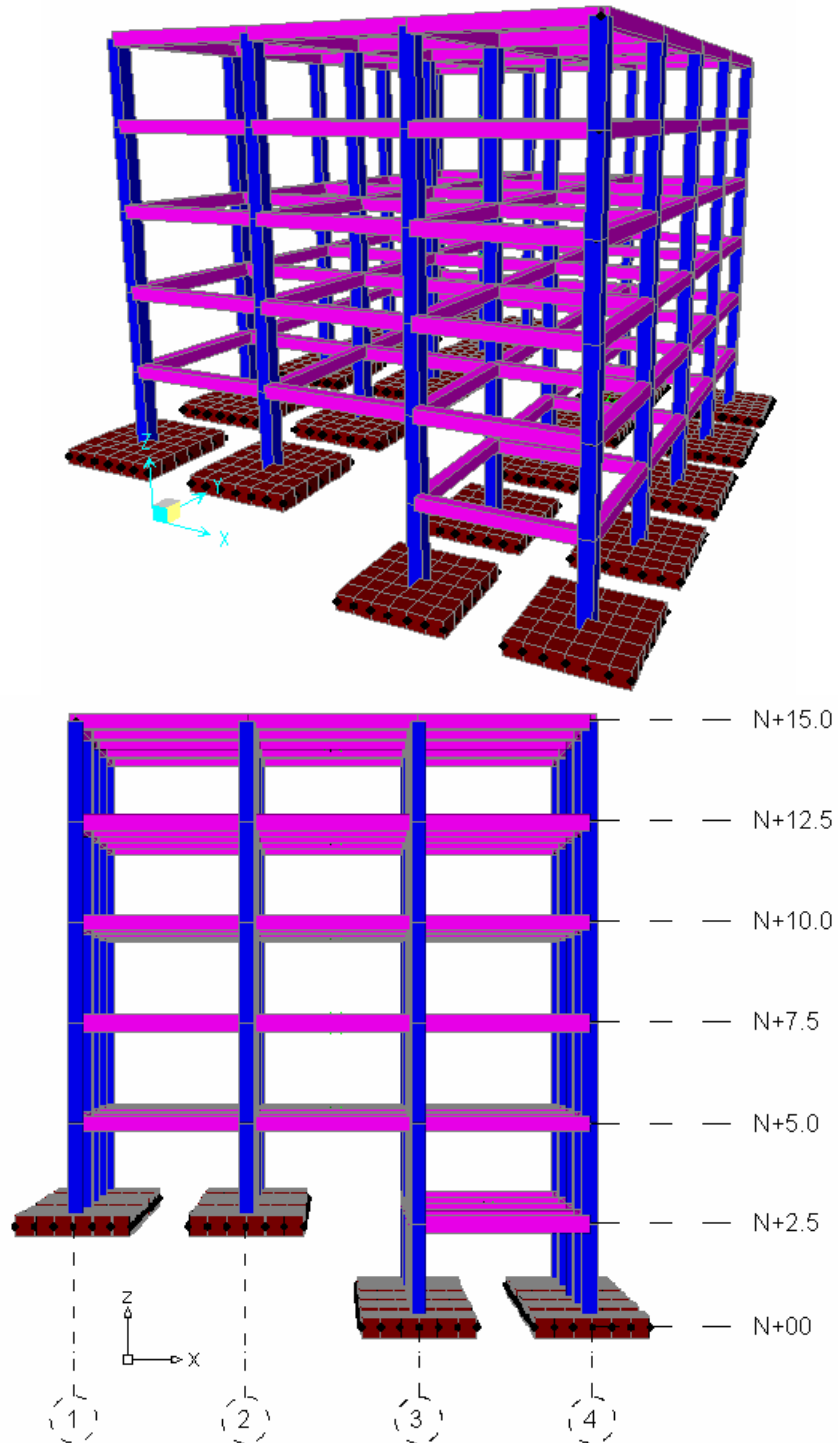
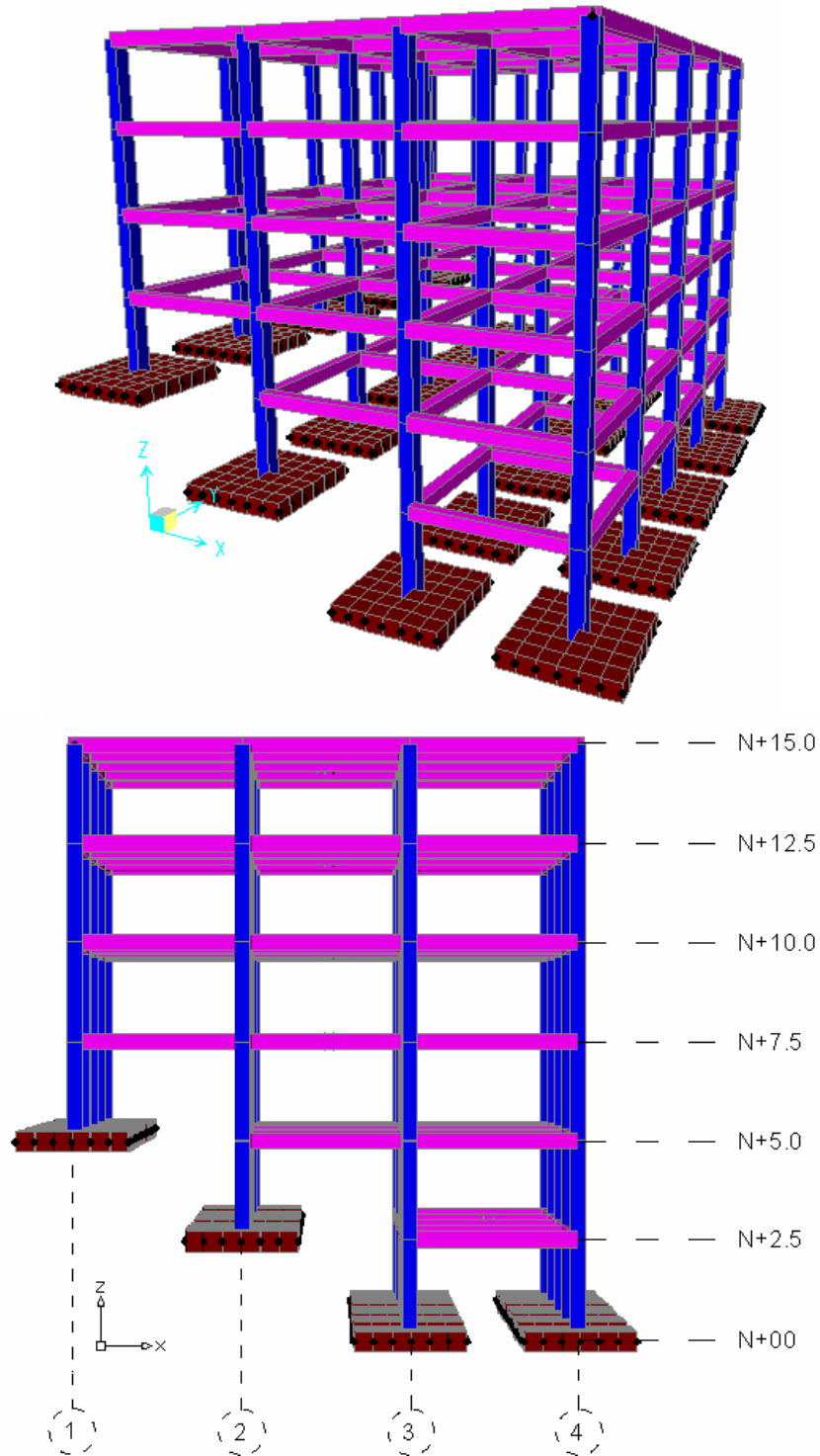


Figura 3.5. Configuración de la estructura para una pendiente del 40%



**Figura 3.6.** Configuración de la estructura para una pendiente del 50% y 60%

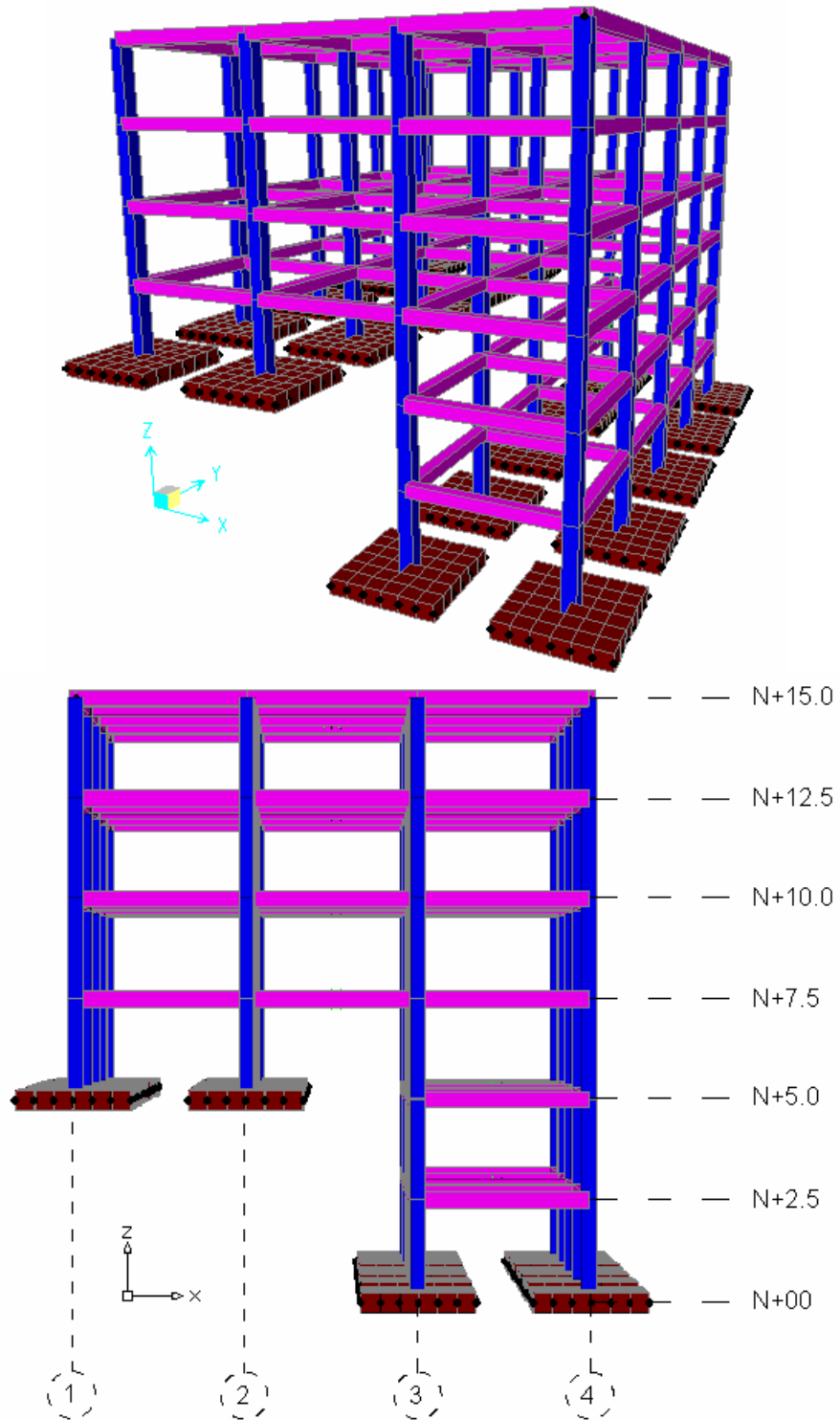
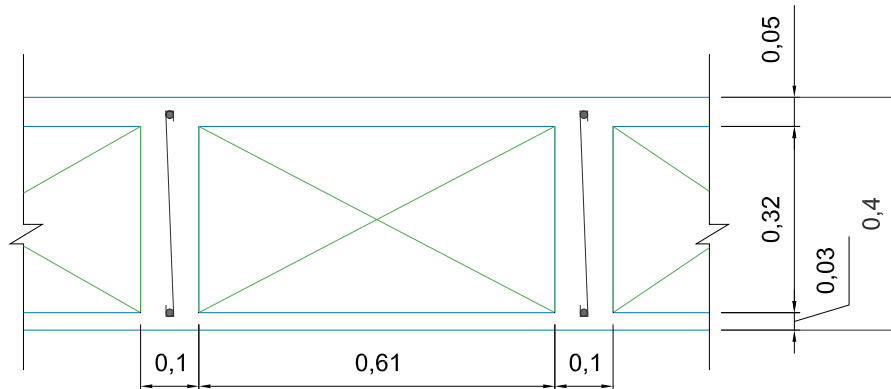


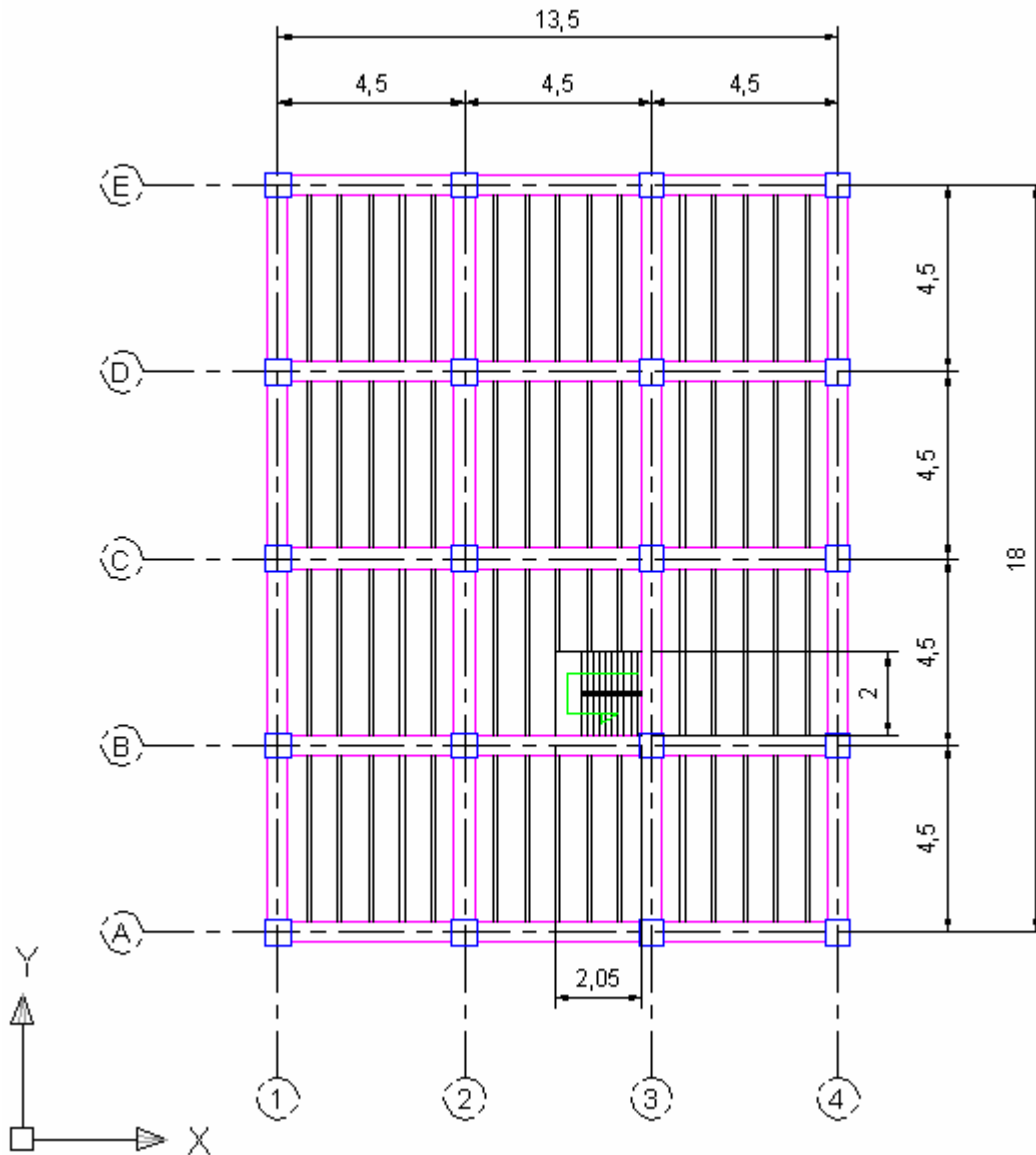
Figura 3.7. Configuración de la estructura para una pendiente del 70%



El sistema de losa está formado por placas aligeradas, apoyada en los pórticos que están a lo largo de la dirección X, siendo estos por consiguiente los pórticos cargueros. El sistema de losa de entrepiso se diseñó de tal manera que cumpliera la deflexión mínima exigida por la Norma Sismorresistente Colombiana NSR-98.



**Figura 3.8.** Sistema de losa de entrepiso para los modelos.

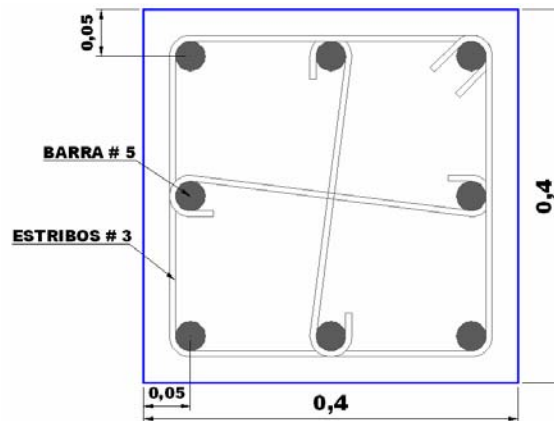


**Figura 3.9.** Planta estructural para las edificaciones modeladas.

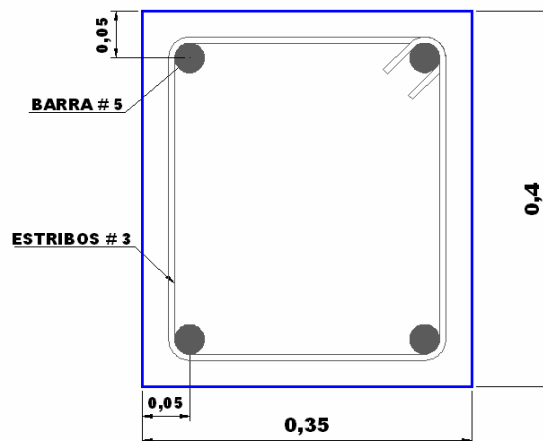
Como el objetivo del presente proyecto es determinar la variación de la respuesta de los elementos de un pórtico bajo las acciones sísmicas. Se simuló dimensiones que representen las edificaciones en las zonas de pendiente. Por lo tanto las dimensiones tratadas en este proyecto son tomadas de tal manera que se puedan obtener respuestas en las variaciones del acero de refuerzo, las derivas y sollicitaciones internas de cada elemento.



A continuación en la Figura 3.10 y en la Figura 3.11 se presentan las dimensiones y las distribuciones del acero de refuerzo para los elementos considerados en el presente proyecto. **Para efectuar la comparación se consideraron que los elementos de todos los modelos tienen las mismas dimensiones.**



**Figura 3.10.** Sección transversal considerada de las columnas



**Figura 3.11.** Sección transversal considerada para las vigas

### **3.2. MODELAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN**

La consideración de la interacción entre el suelo y la estructura es muy importante debido a que es uno de los parámetros que más influyen en el comportamiento de la edificación cuando esta se encuentra bajo los efectos de un evento sísmico.

Además se debe tener en cuenta que el suelo no produce un empotramiento absoluto, ni tampoco permite una total libertad en la cimentación. Por lo tanto el suelo afecta las condiciones de apoyo de la estructura, modificando la respuesta natural del sistema.<sup>17</sup>

También dependiendo de las características de la estructura y del movimiento del terreno bajo consideración, la interacción entre el suelo y la estructura puede aumentar o disminuir, o en otros casos, puede no tener ningún efecto como en el caso de las cimentaciones en Roca sobre la magnitud de las fuerzas máximas inducidas en la misma estructura.

Los efectos de interacción de suelo-estructura no se deben confundir con los efectos locales o de sitio (NSR-98, A.7.1.2.1) como se dijo en el numeral 2.5 del presente documento. Los efectos locales hacen referencia de que las características del movimiento del terreno ante un evento telúrico esta dado por las propiedades y las características geológicas del subsuelo y de la roca.

Cuando se habla de los efectos de interacción se refiere que la respuesta dinámica que una estructura depende de la interrelación entre las características estructurales de la edificación y los efectos locales del suelo sobre la cual se encuentra apoyada.

En sí, la integración del suelo y la estructura es una tarea compleja, porque se trata de que no solamente se posea las características estructurales de la edificación si no que también se incluya las propiedades locales del suelo donde

---

<sup>17</sup> Arteta Peña Yussy (2002). Interacción dinámica suelo – estructura en la ciudad de Armenia.

se encuentra cimentada la estructura, tratando con esto de simular un comportamiento que más se ajuste a la respuesta real de la edificación.

Así la respuesta sísmica de una estructura, se encuentra ligada a la forma como los movimientos sísmicos del terreno sobre la cual esta asentada, afectan a través de su cimentación, al sistema cimiento-estructura.

Generalmente se hace la suposición que el movimiento en la base de una edificación cuando ocurre un evento sísmico, es igual cuando no existe ella, siendo esta suposición solo posible cuando la estructura se encuentra cimentada sobre un suelo rígido.

Pero cuando la estructura se encuentra cimentada sobre un suelo blando, el comportamiento de la estructura será muy diferente en cuanto a la respuesta o en el movimiento, debido a que la estructura es soportada sobre un material flexible y se producen en el suelo deformaciones causadas por las cargas dinámicas, de tal modo que la deformación hace que la cimentación de la estructura se mueva de una manera diferente a la masa del suelo produciendo deformaciones adicionales al suelo. Al menos que la estructura se encuentre cimentada en roca, la cimentación tiene su propia rigidez diferente al suelo en el que está.

El suelo como bien es sabido es un material anisótropo y heterogéneo, siendo un material mixto conformado por partículas, vacíos, agua y aire. Este factor que es de gran importancia para la consideración de la interacción suelo-estructura, para dar sencillez al modelo, se tomó el suelo como un material homogéneo, isótropo y con un comportamiento elástico.

Para simular la interacción de la cimentación con el suelo se utilizó la teoría de Winkler, siendo este uno de los métodos de cálculo más utilizado para modelar la interacción entre las estructuras de cimentación y el terreno, donde se supone el

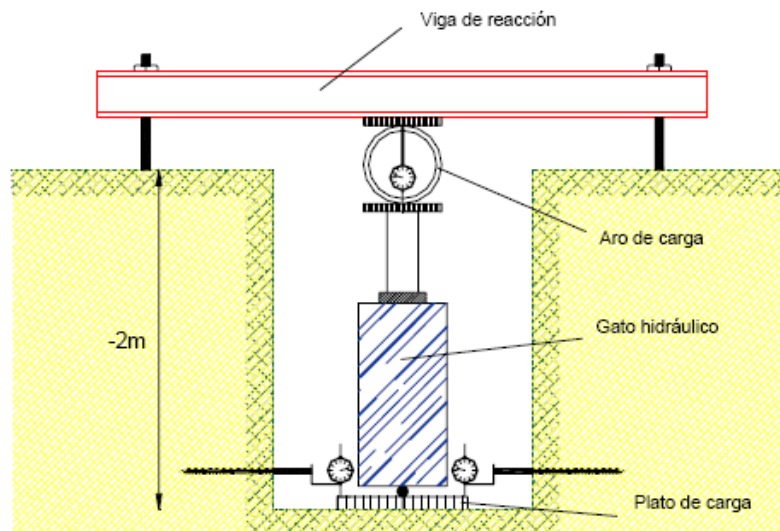


suelo equivalente a un número finito o infinito de resortes elásticos cuya rigidez, es el coeficiente de balasto, concepto que se describe a continuación.

### 3.2.1. Coeficiente de balasto o módulo de reacción del suelo

El módulo de Reacción del suelo, llamado también coeficiente de Balasto, nombre que proviene por que se utilizó esta teoría por primera vez en el análisis de traviesas de ferrocarril, siendo el balasto la capa de grava o de piedra triturada que se tiende sobre la explanación de los ferrocarriles para asentar y sujetar las traviesas. También es llamado módulo o coeficiente de Winkler debido a su creador. El coeficiente de balasto se obtiene por medio de ensayos de placa de carga o platos de carga como también es llamado este ensayo.

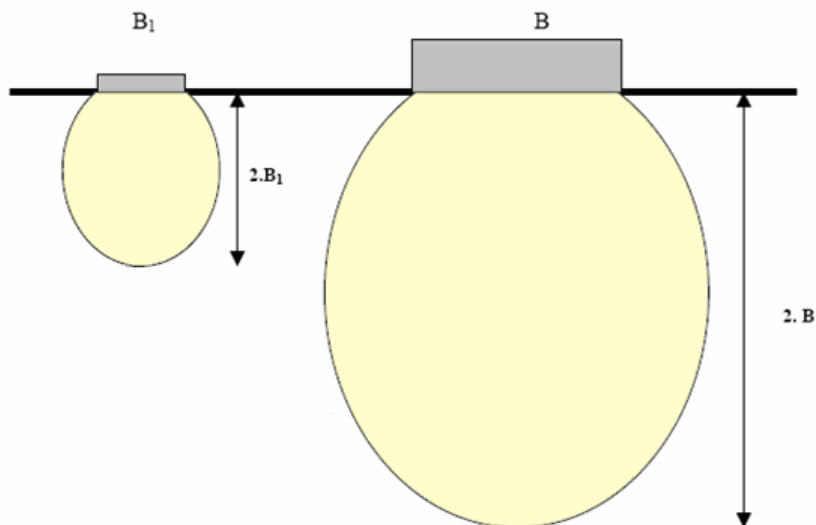
La placa comúnmente utilizada para determinar el modulo de balasto en el ensayo de placa de carga que se muestra en la Figura 3.12 es una placa cuadrada de lado  $B_1$ , donde  $B_1 = 30\text{cm}$ . Aunque también existen placas con lados  $B = 60\text{cm}$ ,



**Figura 3.12.** Ensayo de plato de carga para el calculo del coeficiente de balasto



76,2 cm., etc., donde el tamaño de la placa influye en la profundidad afectada y de la cual se podrán extraer conclusiones. Cuanto menor sea el tamaño de placa habrá un menor bulbo de presiones y con ello también habrá una menor profundidad de los estratos estudiados. Cuando se hacen estos estudios se debe considerar la masa de los suelos que se involucra dentro del bulbo de presiones generado ya sea por la placa de ensayo  $B_1 = 30$  cm. de lado, como cualquier placa de ancho  $B$ , la profundidad abarcada por cada placa es igual 2 veces el ancho de ella (ver Figura 3.13)



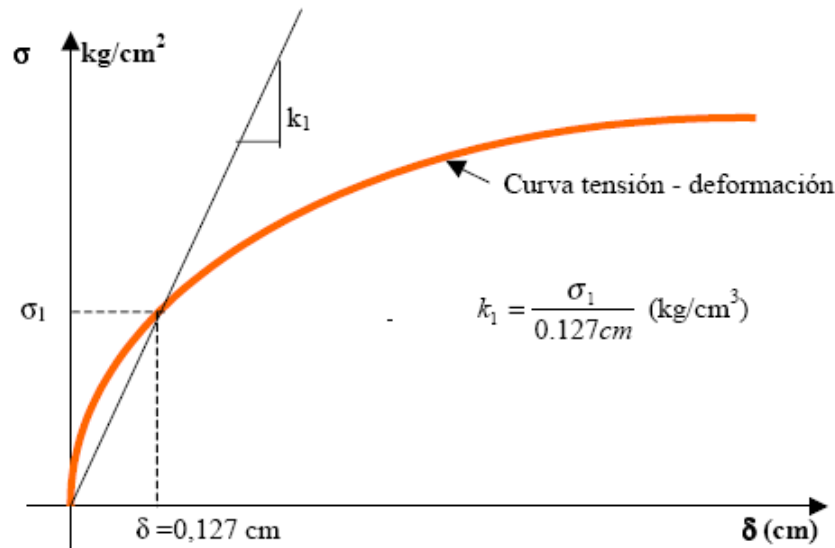
**Figura 3.13.** Distribución del bulbo de presiones en placas de diferentes tamaños

### 3.2.2. Definición del coeficiente de balasto

El coeficiente de balasto se define como: *La relación entre la tensión capaz de generar una penetración de la placa en el terreno de 0,05" que equivale a una deformación de 0,127 cm, es decir que este coeficiente es la pendiente de la recta que une el origen de coordenadas con el punto de la curva "tensión –*



deformación” que genera un asentamiento de la placa de 0,127 cm.<sup>18</sup>. (Ver Figura 3.14)



**Figura 3.14.** Grafica de esfuerzo-deformación para el cálculo del Coeficiente de Balasto<sup>18</sup>

La curva de tensión deformación es la obtenida por medio del ensayo de placa de carga y por medio de la definición se puede ver que se interpreta la deformación de los suelos según una variación lineal y constante por medio de la relación idealizada en la siguiente ecuación:

$$y = cte \cdot q = \frac{q}{k}$$

**Ecuación 3.1**

Donde **y** es el desplazamiento producido por una carga **q** en un suelo con un coeficiente de balasto **k**. Esto puede hacer considerar al modulo de reacción del suelo con un valor considerablemente mayor, aún muy por encima de las

<sup>18</sup> Leoni, Augusto José, Apunte de Coeficiente de Balasto, Laboratorio de Suelos Facultad de Ingeniería U.N.L.P.



tensiones de rotura del suelo lo cual es muy grave, ya que se estaría trabajando con valores que no posee el terreno. Por lo tanto, el coeficiente  $k$  debe tener un valor menor al esfuerzo admisible del terreno, o a un valor menor al esfuerzo de rotura del suelo.

Por ello, en la utilización de “ $k$ ” como un parámetro constante, hay que ser muy riguroso y tener en claro que el mismo puede ser representativo solamente para un rango muy reducido de esfuerzos o para pequeñas deformaciones.

Además, existen otras objeciones al modelo que le hacen poco fiable. En el caso de cimentaciones superficiales, el modelo supone que cada punto del suelo se comporta independientemente de las cargas existentes en sus alrededores, lo cual no ocurre en la realidad. Por otro lado, el valor del módulo de balasto no es función exclusiva del terreno, sino que depende también de las características geométricas de la cimentación e incluso de la estructura que ésta sostiene, lo cual hace compleja la extrapolación de los resultados de los ensayos<sup>19</sup> La precisión del modelo dependerá de la rigidez relativa del conjunto estructura-cimentación respecto a la del suelo<sup>20</sup>.

Cuando no se realiza el ensayo de placa de carga para determinar el modulo de balasto, en la bibliografía existen una clasificación del coeficiente de balasto en función del tipo de suelo para el cual se va a utilizar.

A continuación se presentan valores de  $k$  para diferentes tipos de suelo, correspondientes a una placa cuadrada de 30cm de lado, llamado por varios autores  $k_{30}$ .

---

<sup>19</sup> Los efectos derivados de la cimentación. Alberto Ledesma de la UPC. (Seminario sobre evaluación y rehabilitación estructural de edificios)

<sup>20</sup> Calavera, José. (2000). *Cálculo de estructuras de cimentación*, 4 Ed. Intemac,

**Tabla 3.1. Valores de  $k_{30}$  propuestos por Terzagui**

<b>VALORES DE <math>K_{30}</math> PROPUESTOS POR TERZAGHI</b>	
Suelo	$k_{30}$ (kp/cm <sup>3</sup> )
<b>Arena seca o húmeda:</b>	
-Suelta	0,64-1,92 (1,3)*
-Media	1,92-9,60 (4,0)
-Compacta	9,60-32 (16,0)
<b>Arena sumergida:</b>	
-Suelta	(0,8)
-Media	(2,50)
-Compacta	(10,0)
<b>Arcilla:</b>	
$q_u=1-2$ kp/cm <sup>2</sup>	1,6-3,2 (2,5)
$q_u=2-4$ kp/cm <sup>2</sup>	3,2-6,4 (5,0)
$q_u>4$ kp/cm <sup>2</sup>	>6,4 (10)
*Entre paréntesis los valores medios propuestos	

**Tabla 3.2. Valores de  $k_{30}$  propuestos por diversos autores**

<b>VALORES DE <math>K_{30}</math> PROPUESTOS POR DIVERSOS AUTORES</b>	
Suelo	$k_{30}$ (kp/cm <sup>3</sup> )
Arena fina de playa	1,0-1,5
Arena floja, seca o húmeda	1,0-3,0
Arena media, seca o húmeda	3,0-9,0
Arena compacta, seca o húmeda	9,0-20,0
Gravilla arenosa floja	4,0-8,0
Gravilla arenosa compacta	9,0-25,0
Grava arenosa floja	7,0-12,0
Grava arenosa compacta	12,0-30,0
Margas arcillosas	20,0-40,0
Rocas blandas o algo alteradas	30,0-500
Rocas sanas	800-30.000

NOTA: 1kp corresponde aproximadamente a 9,81N

En las tablas anteriores se puede observar que los valores de  $K_s$  o  $K_{30}$  tienen rangos de valores muy grandes para cada un tipo de suelo, haciendo muy difícil escoger un valor característico o un valor medio, por que como se puede ver, los rangos de valores pueden pertenecer para un tipo de suelo o más, teniendo el ingeniero en este caso un gran criterio para escoger un valor pertinente del coeficiente de balasto para la simulación.

Por lo tanto se optó para calcular el valor del coeficiente de balasto a partir del número de golpes del ensayo SPT (Ensayo de penetración estándar), tomado de un estudio que se realizó, para la construcción de los cimientos de un puente y una estación de transferencia en el proyecto de Transporte Masivo de la Ciudad de Bucaramanga (Metrolínea).

Por medio de una fórmula empírica obtenida a partir de la relación entre el número de golpes obtenidos del ensayo de penetración estándar ( $N$ ), y el número de golpes para obtener el esfuerzo para una deformación de una pulgada en el ensayo de placa para obtener el módulo de balasto, se llegó a la siguiente ecuación:

$$K_s = \frac{N}{5.5} * \left( \frac{1 + 0.5B/L}{1.5} \right) \quad \text{Ecuación 3.2}$$

Donde  $K_s$  es el módulo de Balasto o coeficiente de Reacción del suelo,  $N$  el número de golpes del ensayo de penetración estándar,  $B$  y  $L$  las dimensiones de la cimentación respectivamente.

Para las cimentaciones cuadradas  $B=L$ , siendo así el coeficiente  $B/L=1$ , para calcular el valor de  $K_s$  a partir del ensayo SPT, la ecuación se reduce a la siguiente forma:

$$K_s = \frac{N}{5.5}$$

### Ecuación 3.3

El Ensayo de penetración estándar consiste en el número de golpes (N) necesarios para una penetración de 1pie (30 cm.), El valor medio del número de golpes para la ciudad de Bucaramanga se calculó como de 17 golpes para obtener una penetración de 30 cm., correspondiendo esto a un valor conservador, ya que entre menor número de golpes necesarios, el suelo es de menor resistencia.

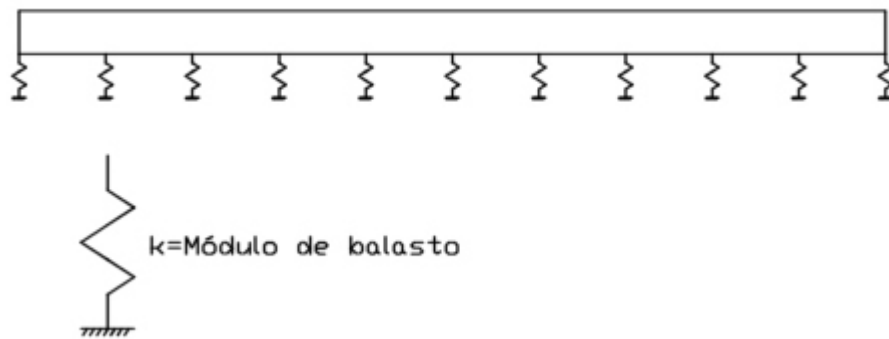
Reemplazando el número de golpes en la Ecuación 3.3 se tiene:

$$K_s = \frac{17}{5.5} \Rightarrow K_s = 3kg/cm^3$$

Por lo tanto el valor del coeficiente de balasto utilizado para el cálculo de los resortes verticales se tomó de acuerdo al resultado obtenido en el estudio, un valor para la Zona 2 de Bucaramanga, siendo esta zona típica para toda el Área Metropolitana, donde  $k_s = 3kg/cm^3$ , siendo este un valor medio y conservador para realizar la simulación de la cimentación por medio de resortes.

### 3.2.3. *Calculo de los coeficientes de los resortes*

Como se ha venido mencionando, suponer el suelo como un número finito o infinito de resortes (de acuerdo a la situación de aplicación), es uno de los métodos que más se utiliza para modelar el suelo, donde la rigidez de los resortes, es el coeficiente de balasto.



**Figura 3.15.** Modelamiento de resortes a lo largo de una losa de cimentación

La aplicación de la teoría del módulo de balasto en la utilización de resortes para el modelamiento de la cimentación ha ganado aceptación en los últimos tiempos, por cuanto permite una fácil asimilación del modelo de la interacción suelo-estructura utilizando los métodos matriciales de cálculo.

El valor utilizado en este proyecto como se menciona antes es obtenido por medio de una de las investigaciones del para la realización de una cimentación para un puente y una estación de transferencia en el proyecto de Transporte Masivo para el Área Metropolitana de Bucaramanga correspondiente a la Zona 2 de Bucaramanga, siendo esta zona homologa a un suelo S2 en la norma NSR-98, tomando este valor, como un valor promedio, para considerarlo en el calculo de los resortes para todos los tipos de suelos de la NSR-98 considerados en este proyecto. **El valor del modulo de balasto es  $k_s = 3kg / cm^3$ .**

Para hacer un modelo que no fuera complejo, en todas las estructuras de cada uno de los modelos planteados en las diferentes pendientes, se tomó para la simulación de la interacción suelo-estructura una cimentación cuadrada de dimensiones de 3m de lado con una profundidad de 0.5m.

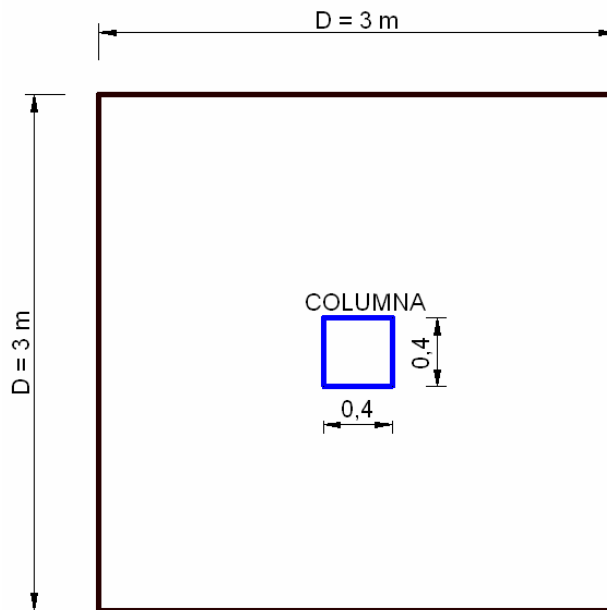


Figura 3.16. Dimensiones de la cimentación simulada.

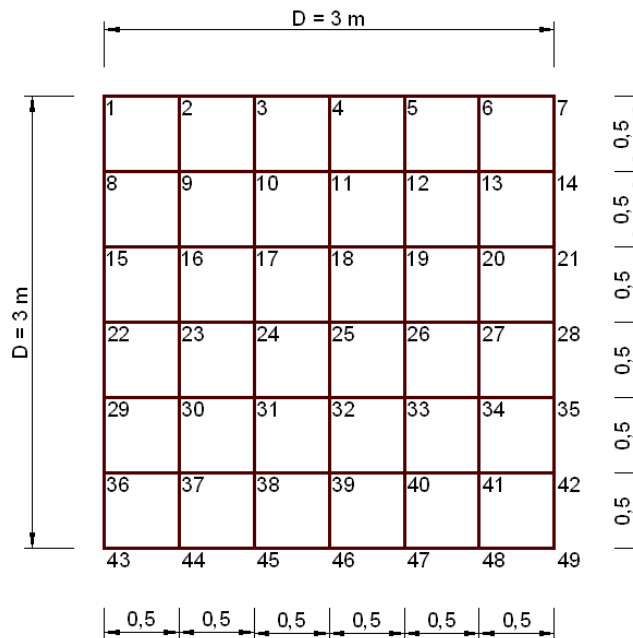
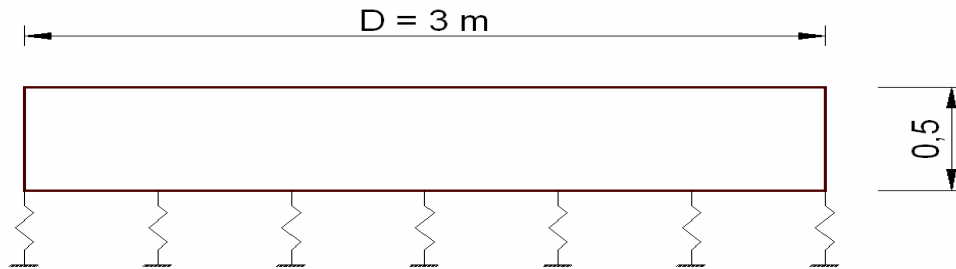


Figura 3.17. Discretización de la cimentación en rectángulos más pequeños.



**Figura 3.18.** Perfil de la cimentación considerada en el proyecto.

Para modelar los resortes la cimentación se dividió en rectángulos cuadrados de dimensión de 0.5 m de lado simulándolos en SAP por medio de elementos Shell, siendo los puntos de unión o vértices de los rectángulos, los puntos donde están ubicados los resortes. De tal manera que el valor de la constante del resorte depende también del área aferente de cada nodo, existiendo tres tipos de constantes de resortes los cuales se muestran en la Figura 3.19, donde el vértice 1 corresponde a los nodos esquineros con área aferente de (0.25m\*0.25m), el vértice 3 que corresponde a los nodos de borde con área aferente de (0.25m\*0.50m) y el nodo 9 que corresponde a los nodos centrales con área aferente de (0.50m\*0.50m). La numeración de los vértices es solo para explicar los diferentes valores de constantes de resortes que se obtienen en la simulación de la cimentación cuadrada.

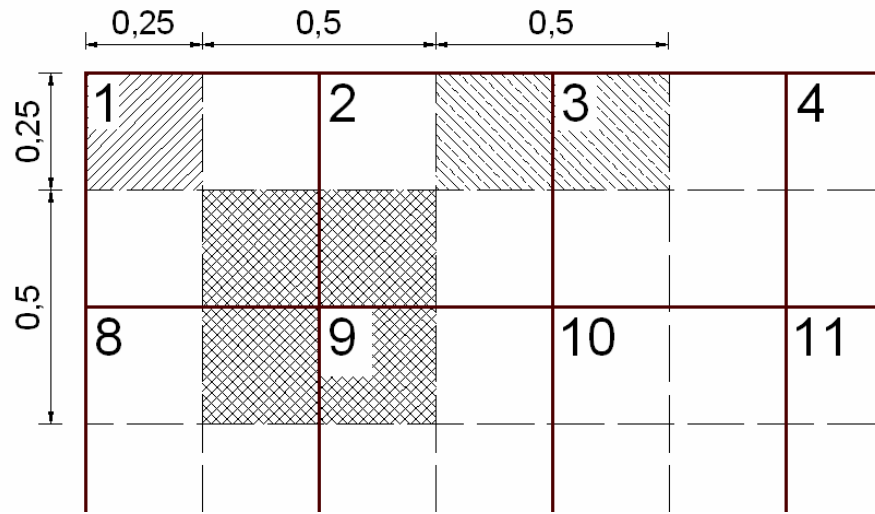


Figura 3.19. Áreas aferentes de los vértices para los diferentes valores de resortes.

Donde  $k$  se calculó por medio del área aferente que abarcaba cada nodo de la siguiente forma:

$$K_{vertical} = (k_s) * (D1 * D2) \tag{Ecuación 3.4}$$

$$K_{horizontal} = \mu * K_{vertical} \tag{Ecuación 3.5}$$

Donde  $k_s$  es el coeficiente de balasto en  $kg/cm^3$ ,  $D1$  y  $D2$  las dimensiones del área aferente del vértice y  $\mu$ , es el coeficiente de rozamiento el cual depende del ángulo de fricción del suelo de la siguiente forma:

$$\text{Coeficiente de rozamiento } \mu = \text{Tan } \varphi \tag{Ecuación 3.6}$$

Donde  $\varphi$  es el ángulo de fricción interna del suelo.

El ángulo de fricción depende de varios factores entre ellos algunos de los más importantes son:

- Tamaño de los granos
- Forma de los granos
- Distribución de los tamaños de granos
- Densidad

El ángulo de fricción varía desde 22° para suelos relativamente malos y ubicados a veces sobre suelos residuales y 35° para zonas de roca sanas, variando de acuerdo al autor y también de acuerdo al tipo de ensayo realizado<sup>21</sup>. Teniendo valores de coeficiente de rozamiento entre  $\mu = 0.4$  a  $\mu = 0.7$

Como se está trabajando para los diferentes tipos de suelos de la NSR-98 (S1 a S4), entonces para cada tipo de suelo habría un valor de  $\mu$ , por lo tanto se optó por tomar el valor más conservador para considerar todos los tipos de suelo, el valor más crítico  $\mu = 0.4$ , característico para todos los tipos de suelos en esta simulación.

Así el cálculo de los coeficientes de los resortes verticales traslacionales se realiza en función del coeficiente de balasto y al área de la base de la cimentación.

Los resortes horizontales son iguales a los coeficientes de los resortes verticales multiplicados por el coeficiente de rozamiento.

Para los vértices centrales de la losa de cimentación se tiene

$$K_{vertical} = \left( 3 \frac{kg}{cm^3} \right) * (50cm * 50cm) = 7500 \frac{kg}{cm} \quad \text{Ecuación 3.7}$$

$$K_{horizontal} = 0.4 * 7500 \frac{kg}{cm} = 3000 \frac{kg}{cm} \quad \text{Ecuación 3.8}$$

<sup>21</sup> Suárez Díaz, Jaime, () Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales.

Para los vértices de borde de la losa de cimentación,

$$K_{vertical} = \left(3 \frac{kg}{cm^3}\right) * (50cm * 25cm) = 3750 \frac{kg}{cm} \quad \text{Ecuación 3.9}$$

$$K_{horizontal} = 0.4 * 3750 \frac{kg}{cm} = 1500 \frac{kg}{cm} \quad \text{Ecuación 3.10}$$

Para los vértices de esquineros de la losa de cimentación,

$$K_{vertical} = \left(3 \frac{kg}{cm^3}\right) * (25cm * 25cm) = 1875 \frac{kg}{cm} \quad \text{Ecuación 3.11}$$

$$K_{horizontal} = 0.4 * 1875 \frac{kg}{cm} = 750 \frac{kg}{cm} \quad \text{Ecuación 3.12}$$

En los modelos se consideraron las áreas aferentes de los nodos iguales a los nodos centrales, por lo tanto el coeficiente de balasto se tomó igual a  $7500 \frac{kg}{cm}$  para los resortes verticales y  $3000 \frac{kg}{cm}$  para los resortes horizontales.

### 3.3. CARGAS APLICADAS A LOS MODELOS

#### 3.3.1. CARGA VIVA

Las cargas vivas son aquellas cargas producidas por el uso y ocupación de la edificación y no deben incluir cargas ambientales tales como viento, sismo, ni la carga muerta.

### 3.3.1.1. CARGAS VIVAS UNIFORMEMENTE REPARTIDAS APLICADAS A CADA MODELO

Las cargas vivas que se utilizaron en los modelos se tomaron como las máximas cargas que se espera ocurran en la edificación debido al uso que ésta va a tener, los valores se toman de la NSR-98 del capítulo B.4.2

Vivienda.....	1.80 kN/m <sup>2</sup> (180 kgf/m <sup>2</sup> )
Escaleras en vivienda.....	3.00 kN/m <sup>2</sup> (300 kgf/m <sup>2</sup> )

### 3.3.2. CARGAS MUERTAS

La carga muerta cubre todas las cargas de elementos permanentes de construcción incluyendo su estructura, los muros, pisos, cubiertas, cielos rasos, escaleras, equipos fijos y todas aquellas cargas que no son causadas por la ocupación y uso de la edificación.

#### 3.3.2.1. MASA DE LOS MATERIALES

Al calcular las cargas muertas a aplicar en los modelos se utilizaron las densidades de masa real de los materiales de la **Tabla 3.3** cuyos valores se obtuvieron de los datos de la NSR-98<sup>22</sup>.

**Tabla 3.3.** Densidad de los materiales.

Material	Densidad
Concreto Reforzado	2400Kg/m <sup>3</sup>
Concreto Simple	2300Kg/m <sup>3</sup>
Mampostería de ladrillo hueco	1300Kg/m <sup>3</sup>

<sup>22</sup> Normas colombianas de diseño y construcción Sismo Resistente, NSR-98, Título B.3.2. Ley 400 de 1997. Decreto 33 de 1998.

Para el objeto de este estudio se trabajara con las siguientes cargas:

- Carga producida por la mampostería.
- Carga producida por la losa de entepiso.
- Carga producida por la Fachada.
- Acabados.
- Carga por elementos estructurales como vigas y columnas.

Para la fachada se tomó el valor de 3KN/m<sup>2</sup> de la NSR-98 (B.3.4.1) el cual corresponde a la carga muerta causada por la fachada de la edificación y que se evaluó como una carga por metro lineal.

La carga producida por la losa de entepiso se determinó a partir de los requerimientos de la NSR-98 (C.13.2.2 Limitaciones dimensionales para losas con nervaduras) y en base a la tabla de la NSR-98 (C.9.1(a) Espesores mínimos para losas armadas en una dirección (Macizas y aligerada)).

Para losas nervadas con apoyos simples se tiene:

$$h_{\min} = \frac{l}{11}$$

Si ambos apoyos son continuos:

$$h_{\min} = \frac{l}{14}$$

Donde:

$l$  = luz de la viga o losa en una dirección (luz = luz libre de la losa despreciando el ancho de las vigas y su efecto torsional. NSR-98. (C.13.2.2)

$h_{\min}$  = espesor mínimo de la losa para evitar realizar cálculos por deflexiones.

Los nervios de la losa se deben diseñar para las cargas muerta y viva.



Especificaciones de los materiales:

$$f'c = 21\text{Mpa}$$

$$f_y = 420\text{Mpa} \text{ _ para _ } \phi \geq 3/8''$$

$$f_y = 260\text{Mpa} \text{ _ para _ } \phi \leq 3/8''$$

$Luz = 4.5 - 0.175 * 2 = 4.15m$  (Luz Libre para la losa descontando las vigas, tomando la longitud de la losa mayor)

$$h_{\min} = \frac{4.15m}{11} = 0.39m$$

Para los modelos se tomo una altura de  $h = 0.40m$

Se colocaron 5 viguetas de espesor = 0.10m distribuidas a lo largo de cada vano en la dirección X de cada modelo.

$$\rightarrow \text{Total _ Espesor _ Viguetas} = 0.10m * 5 = 0.50m$$

$$\rightarrow 4.15m - 0.50m = 3.65m$$

$$\rightarrow \text{Aligeramiento(Casetón)} = \frac{3.65m}{6\text{espacios}} = 0.61m$$

**Evaluación de Carga muerta distribuida en la losa:**

$$\text{Losa} = 0.05m * 24 \frac{kN}{m^3} = 1.2 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Nervios} = \frac{0.1m * 0.32m}{0.71m} * 24 \frac{kN}{m^3} = 1.08 \frac{kN}{m^2}$$

El peso del casetón, de los acabados y de los muros divisorios se asume igual al mínimo exigido por la norma NSR-98.

$$Casetón = 0.25 \frac{kN}{m^2}$$

$$Acabados = 1.5 \frac{kN}{m^2}$$

$$Muros \_ Divisorios = 3.0 \frac{kN}{m^2}$$

Sumando los anteriores valores se obtiene la carga muerta distribuida de la losa de entrepiso.

$$Carga \_ Muerta \_ Losa \_ de \_ entrepiso = 7 \frac{KN}{m^2}$$

La carga producida por muros tradicionales para una (altura libre de 2.10m) se tomó de  $3KN/m^2$  ver NSR-98(B.3.4.2)

Para los acabados se tomó una carga de  $1.5KN/m^2$  ver NSR-98 (B.3.6)

Carga por elementos estructurales tipo vigas:

$$Carga \_ vigas = 0.4m * 0.35m * 24 \frac{KN}{m^3} = 3.4 \frac{KN}{m}$$

Carga por elementos tipo columnas

$$Carga \_ columnas = 0.4m * 0.4m * 2.5m * 24 * \frac{KN}{m^3} = 9.6KN .$$

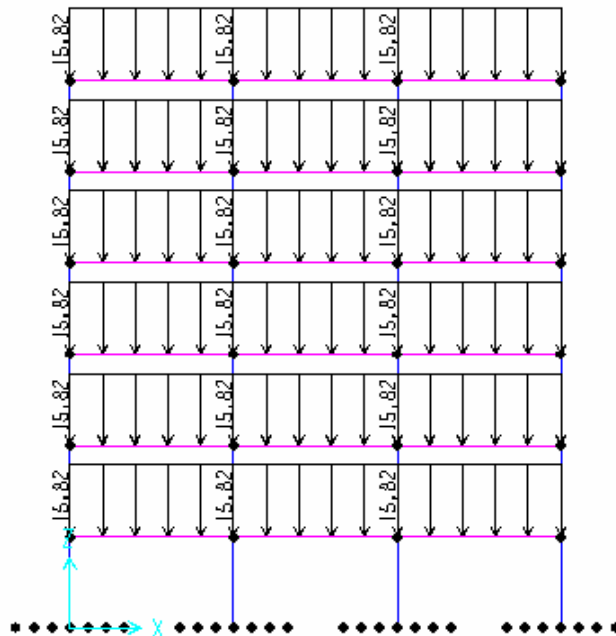
En los modelos la determinación de las cargas muertas de columnas y vigas se dejó que el programa SAP 2000 las calculara automáticamente por medio de los Load cases y así las asignara a cada elemento directamente como una carga distribuida por metro lineal.



Las cargas muertas se aplicaron a los diferentes pórticos de cada modelo como se muestra en la Figura 3.20 y Figura 3.21.

En la Figura 3.22 y Figura 3.23 se muestra la aplicación de las diferentes cargas vivas en los pórticos de cada modelo.

Es de aclarar que a todos los modelos se aplicaron las cargas muertas y vivas que se calcularon anteriormente, para simplificar se muestran en las siguientes figuras las cargas muertas y vivas sobre los pórticos de la pendiente del 0%.



**Figura 3.20.** Carga muerta para los modelos de 0 y 10% pórticos A y E.

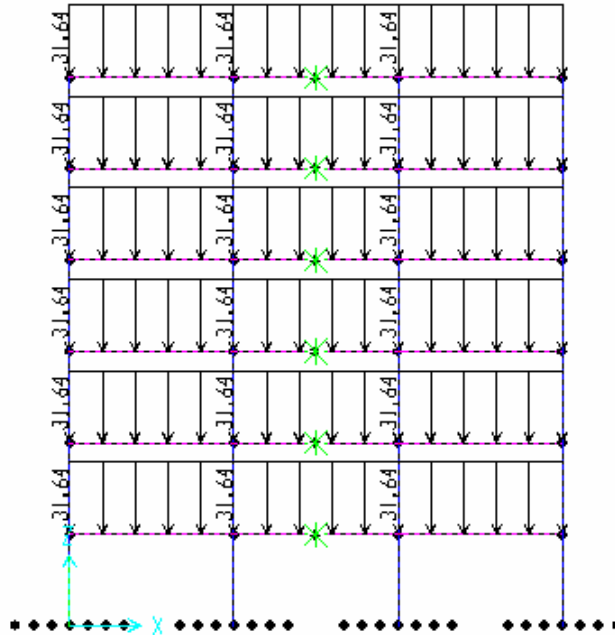


Figura 3.21. Carga muerta para los modelos de 0 y 10% pórticos B, C y D.

### 3.3.3. Carga Viva

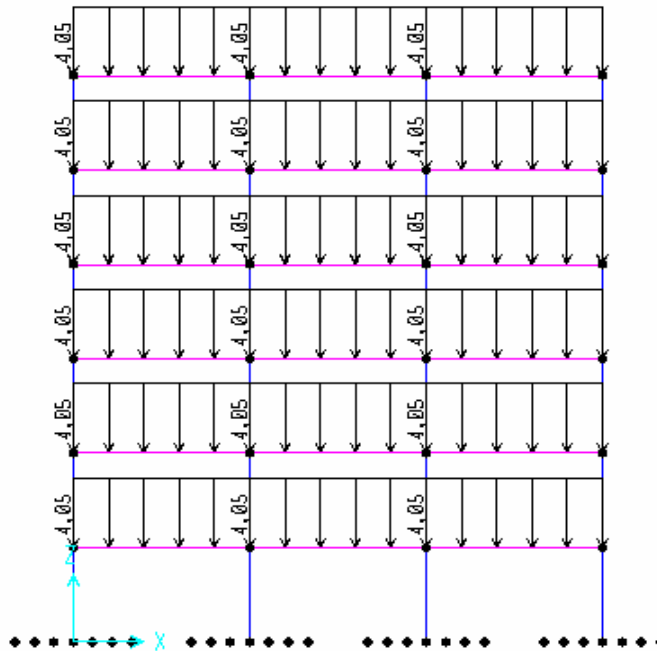


Figura 3.22. Carga viva para los modelos de 0 y 10% pórticos A y E.

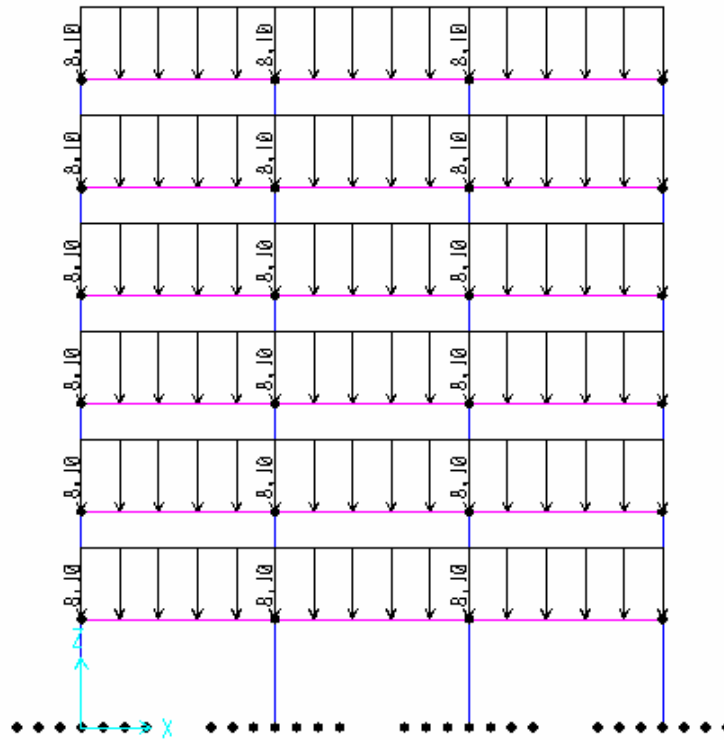


Figura 3.23. Carga viva para los modelos de 0 y 10% pórticos B, C y D.

## CAPITULO 4

### 4. DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA

En este análisis de los modelos para diferentes pendientes que varían en porcentaje entre 0% a 70% y los tipos de suelos definidos en la norma se ubicaran en zona de amenaza sísmica alta en el área metropolitana de Bucaramanga para los cuales se utilizaran los movimientos sísmicos de diseño que se expresan por medio del espectro elástico definido en la NSR-98.

#### 4.1. DEFINICIÓN DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO

Los movimientos sísmicos de diseño se definen en función de la aceleración pico efectiva que esta representado por el parámetro  $A_a$  el cual puede determinarse a través del mapa de la Figura A.2-2 y la Tabla A.2-1 de la NSR-98, indicando que el área metropolitana de Bucaramanga corresponde a la zona 6 del mapa, definido para una zona de amenaza sísmica alta. La Tabla A.2-1 nos muestra que el valor del parámetro  $A_a$  es 0.25 para Bucaramanga.

#### 4.2. EFECTOS LOCALES

Los efectos locales se ven representados de acuerdo al tipo de suelo que se presente en la zona de estudio que de acuerdo a nuestro modelamiento se trataron los cuatro tipos de suelos definidos por la NSR-98 y que serán aplicados al área metropolitana de Bucaramanga.

### **4.3. PERFILES DE SUELOS**

Los perfiles de suelos sobre los cuales se van a trabajar los modelos para evaluar los efectos locales de la respuesta sísmica son los descritos en la NSR-98 (A.2.4.1). Los perfiles de suelo según la NSR-98 utilizados son S1, S2, S3, S4 como se muestran a continuación:

#### **4.3.1. Perfil de suelo S1**

Es un perfil de suelo que está compuesto, hasta la superficie, por roca de cualquier característica, que tiene una velocidad de la onda de cortante mayor o igual a 750 metros por segundo.

Se puede considerar también los perfiles que entre la roca y la superficie están conformados por suelos duros, o densos, con un espesor menor de 60 m, compuestos por depósitos estables de arenas, gravas o arcillas duras, con una velocidad de la onda de cortante mayor o igual a 400 m/seg.

#### **4.3.2. Perfil de suelo S2**

Es un perfil de suelo en donde entre la roca y la superficie existen más de 60 m de depósitos estables de suelos duros, o densos, compuestos por depósitos estables de arcillas duras o suelos no cohesivos, con una velocidad de la onda de cortante mayor o igual a 400 m/s.

También se puede considerar en perfiles en donde entre la roca y la superficie existen menos de 60 m de depósitos estables de suelos de consistencia media compuestos por materiales con una velocidad de la onda de cortante cuyo valor está entre 270 y 400 m/seg.

#### **4.3.3. Perfil de suelo S3**

Es un perfil donde entre la roca y la superficie hay más de 20 m de suelo que contiene depósitos estables de arcillas cuya dureza varía entre mediana y blanda, con una velocidad de la onda de cortante entre 150 y 270 m/s, y que dentro de ellos, en conjunto, hay menos de 12 m de arcillas blandas.

#### **4.3.4. Perfil de suelo S4**

Es un perfil en donde, dentro de los depósitos existentes entre la roca y la superficie hay más de 12 m de arcillas blandas, caracterizadas por una velocidad de la onda de cortante menor de 150 m/seg.

Para tener en cuenta los efectos locales se utiliza el coeficiente de sitio S cuyos valores se encuentran en la Tabla 4.1 tomada de la NSR-98.

**Tabla 4.1.** Valores del coeficiente de sitio.

Tipo de Perfil de Suelo	Coeficiente de Sitio, S
S1	1
S2	1,2
S3	1,5
S4	2

#### **4.4. COEFICIENTE DE IMPORTANCIA**

Este parámetro esta en función del grupo de uso de la edificación por lo tanto se describe los grupos de uso de las edificaciones.

#### **4.5. GRUPOS DE USO<sup>23</sup>**

Todas las edificaciones actuales se clasifican dentro de uno de los siguientes Grupos de Uso:

##### **4.5.1. Edificaciones indispensables (Grupo de uso IV)**

Son aquellas edificaciones de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después de un sismo, y cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a un lugar alternativo. Entre los cuales se encuentran:

- (a) Hospitales de niveles de complejidad 2 y 3, de acuerdo con la clasificación del Ministerio de Salud, y clínicas y centros de salud que dispongan de servicios de cirugía y atención de urgencias.
- (b) Edificaciones de centrales telefónicas, de telecomunicación y de radiodifusión.
- (c) Edificaciones de centrales de operación y control de líneas vitales de energía eléctrica, agua, combustibles, información y transporte de personas y productos.
- (d) En las edificaciones indispensables las estructuras que alberguen plantas de generación eléctrica de emergencia, los tanques y estructuras que formen parte de sus sistemas contra incendio, y los accesos, peatonales y vehiculares, a estas edificaciones.

---

<sup>23</sup> Normas colombianas de diseño y construcción Sismo Resistente, NSR-98. Ley 400 de 1997. Decreto 33 de 1998.

#### **4.5.2. Edificaciones de atención a la comunidad (Grupo de uso III)**

Este grupo comprende aquellas edificaciones, y sus accesos, que son indispensables después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas:

- (a) Estaciones de bomberos, defensa civil, policía, cuarteles de las fuerzas armadas, y sedes de las oficinas de prevención y atención de desastres.
- (b) Garajes de vehículos de emergencia.
- (c) Estructuras y equipos de centros de atención de emergencias.
- (d) Aquellas otras que la administración municipal designe como tales.

#### **4.5.3. Estructuras de ocupación especial (Grupo de uso II)**

Este grupo abarca:

- (a) Edificaciones en donde se puedan reunir más de 200 personas en un mismo salón.
- (b) Guarderías, escuelas, colegios, universidades.
- (c) Graderías al aire libre donde pueda haber más de 2000 personas a la vez.
- (d) Almacenes y centros comerciales con más de 500 m<sup>2</sup> por piso.
- (e) Edificaciones donde trabajen o residan más de 3000 personas.
- (f) Edificios gubernamentales.

#### **4.5.4. Estructuras de ocupación normal (Grupo de uso I)**

En estas se incluyen las edificaciones de tipo residencial y todas aquellas que no se han incluido en los Grupos II, III y IV.

**Tabla 4.2.** Valores del Coeficiente de Importancia.

Grupo de Uso	Coeficiente de importancia
IV	1.3
III	1.2
II	1.1
I	1

Para este análisis como la edificación es de tipo residencial esta catalogada dentro del grupo de uso I y por lo tanto el coeficiente de importancia se determina en la Tabla 4.2 y tiene que ver con la importancia de la edificación para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de un sismo a través de un coeficiente de importancia I.

#### **4.6. ESPECTRO DE DISEÑO**

En los modelos a analizar la forma del espectro elástico de aceleraciones, para un coeficiente de amortiguamiento crítico de cinco por ciento (5%), que se debe utilizar en el calculo del acero de refuerzo para las vigas y columnas esta definido comos se muestra en el capitulo 2.3 del presente documento.

#### **4.7. DEFINICIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA APLICADA A LOS ESQUEMAS.**

Las fuerzas sísmicas se determinaron por medio del método de la Fuerza Horizontal Equivalente según se plantea en la NSR-98, en el capitulo A.4, aplicando la metodología explicada en el numeral 2.4.2 Método de la fuerza horizontal equivalente<sup>11F</sup>, en la cual se determina la fuerza sísmica aplicada a cada uno de los modelos planteados, para cada uno de los tipos de suelos considerados en este proyecto. Estos datos se muestran en las siguientes Tablas.

**Tabla 4.3.** Fuerza sísmica aplicada a los modelos con un tipo de suelo S1.

Tipo de suelo		S1
Pendiente	Dirección Principal (100%)	Dirección Ortogonal (30%)
0% y 10%	6180,62	1854,19
20% y 30%	5863,53	1759,06
40%	5546,44	1663,93
50% y 60%	5217,54	1565,26
70%	4888,65	1466,59

**Tabla 4.4.** Fuerza sísmica aplicada a los modelos con un tipo de suelo S2.

Tipo de suelo		S2
Pendiente	Dirección Principal (100%)	Dirección Ortogonal (30%)
0% y 10%	7416,74	2225,02
20% y 30%	7036,23	2110,87
40%	6655,73	1996,72
50% y 60%	6261,05	1878,32
70%	5866,38	1759,91

**Tabla 4.5.** Fuerza sísmica aplicada a los modelos con un tipo de suelo S3 y S4.

Tipo de suelo		S3 y S4
Pendiente	Dirección Principal (100%)	Dirección Ortogonal (30%)
0% y 10%	7851,44	2355,43
20% y 30%	7448,63	2234,59
40%	7045,82	2113,75
50% y 60%	6628,01	1988,40
70%	6210,20	1863,06

Además como se puede ver también se consideran los efectos ortogonales descritos en la NSR-98 en A.3.6.3.2, donde se pueden tener en cuenta los efectos ortogonales suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas

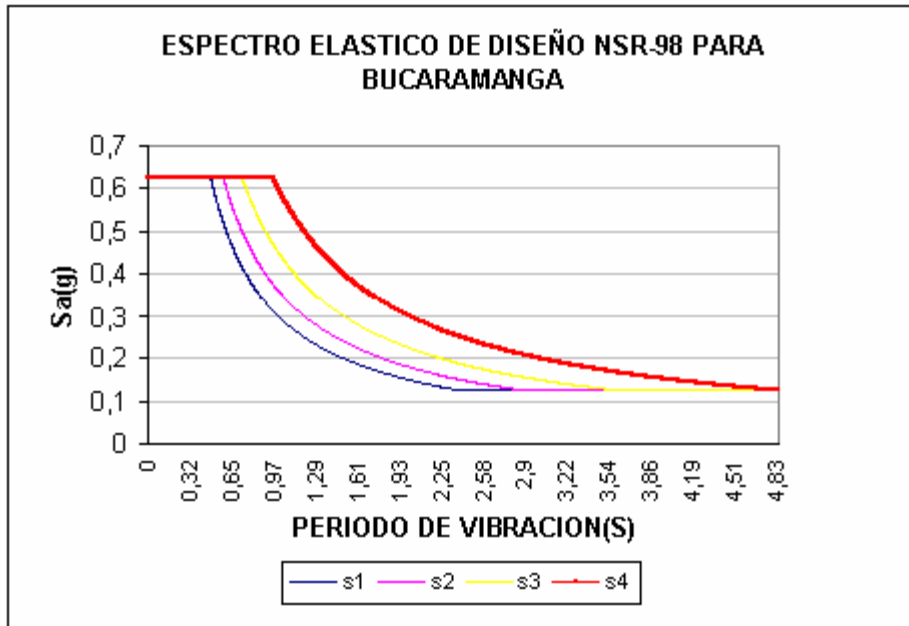


sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular. Como la configuración de las edificaciones es irregular tanto en altura como en planta, se pensó que el sentido de las fuerzas también importaba (es decir en la dirección X ( $+F_x$  y  $-F_x$ ), por lo tanto se plantearon 8 combinaciones de direcciones de fuerzas a saber:

1. “ $+100F_x + 30F_y$ ”
2. “ $+100F_x - 30F_y$ ”
3. “ $-100F_x + 30F_y$ ”
4. “ $-100F_x - 30F_y$ ”
5. “ $+30F_x + 100F_y$ ”
6. “ $+30F_x - 100F_y$ ”
7. “ $-30F_x + 100F_y$ ”
8. “ $-30F_x - 100F_y$ ”

De las cuales se evaluaron para los diferentes parámetros, observando que los valores variaban aunque no de manera significativa, además que se estaban manejando un gran volumen de datos, por lo tanto se optó por tomar solo las dos combinaciones de direcciones representativas que fueran significativas para cada dirección, siendo estas las combinaciones 1 y 5, las cuales producen la mayor sollicitación de los modelos planteados en cada dirección.

Los Espectros para los tipos de suelos S1 a S4 se escalaron como se muestra a continuación en la Figura 4.1.



**Figura 4.1.** Espectro Elástico de diseño NSR-98 para Bucaramanga.

## CAPÍTULO 5

### 5. EVALUACION DE LA RESPUESTA SÍSMICA DEL EDIFICIO EN LADERA PARA PENDIENTES DE 0 A 70%

En este estudio se tuvo en cuenta la comparación de un edificio de seis pisos en pendiente de cero % con modelos de edificaciones de 6 pisos en las pendientes de 10%, 20%, 30%, 40%, 50%, 60%, 70%, en los cuales se analizó el comportamiento de los elementos estructurales de los modelos de cada pendiente, viendo las variaciones que se presentaron en estos, producidos bajo los espectros de diseño para el Área de Bucaramanga los cuales se escalaron según la NSR-98 para los tipos de suelo S1, S2, S3 y S4.

Las variaciones en los diferentes modelos planteados se evalúan a través de los siguientes parámetros:

- La deriva.
- El porcentaje del cortante basal absorbido por cada pódico.
- Las respuestas máximas de los elementos ante las fuerzas sísmicas.
- La cuantía.

Estos parámetros se evaluaron para las direcciones X y Y del sismo, mirando el comportamiento de la estructura para cada tipo de sollicitación.

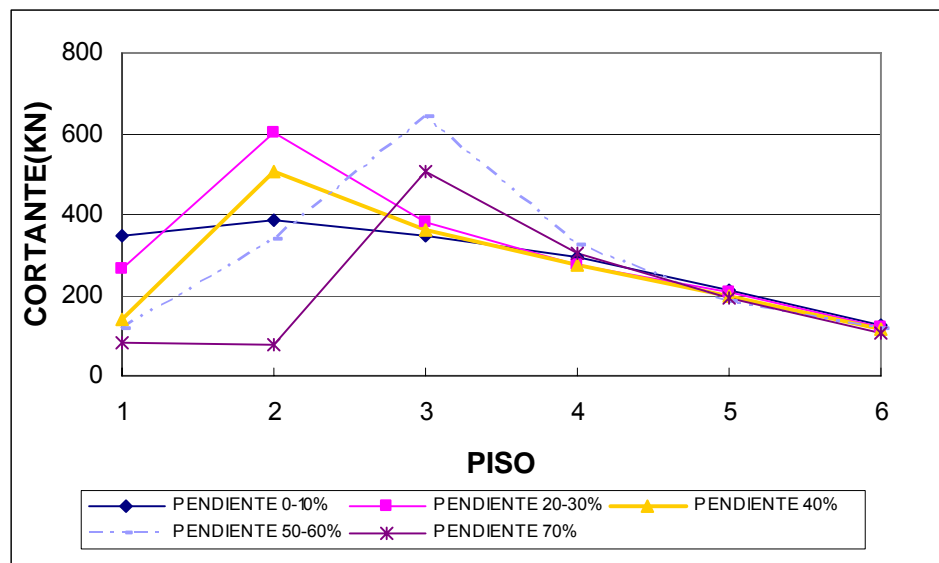


## 5.1. ANÁLISIS DEL CORTANTE POR VARIACIÓN DE LA PENDIENTE TENIENDO EN CUENTA LA DIRECCIÓN DEL SISMO APLICADO EN LOS ELEMENTOS COLUMNAS.

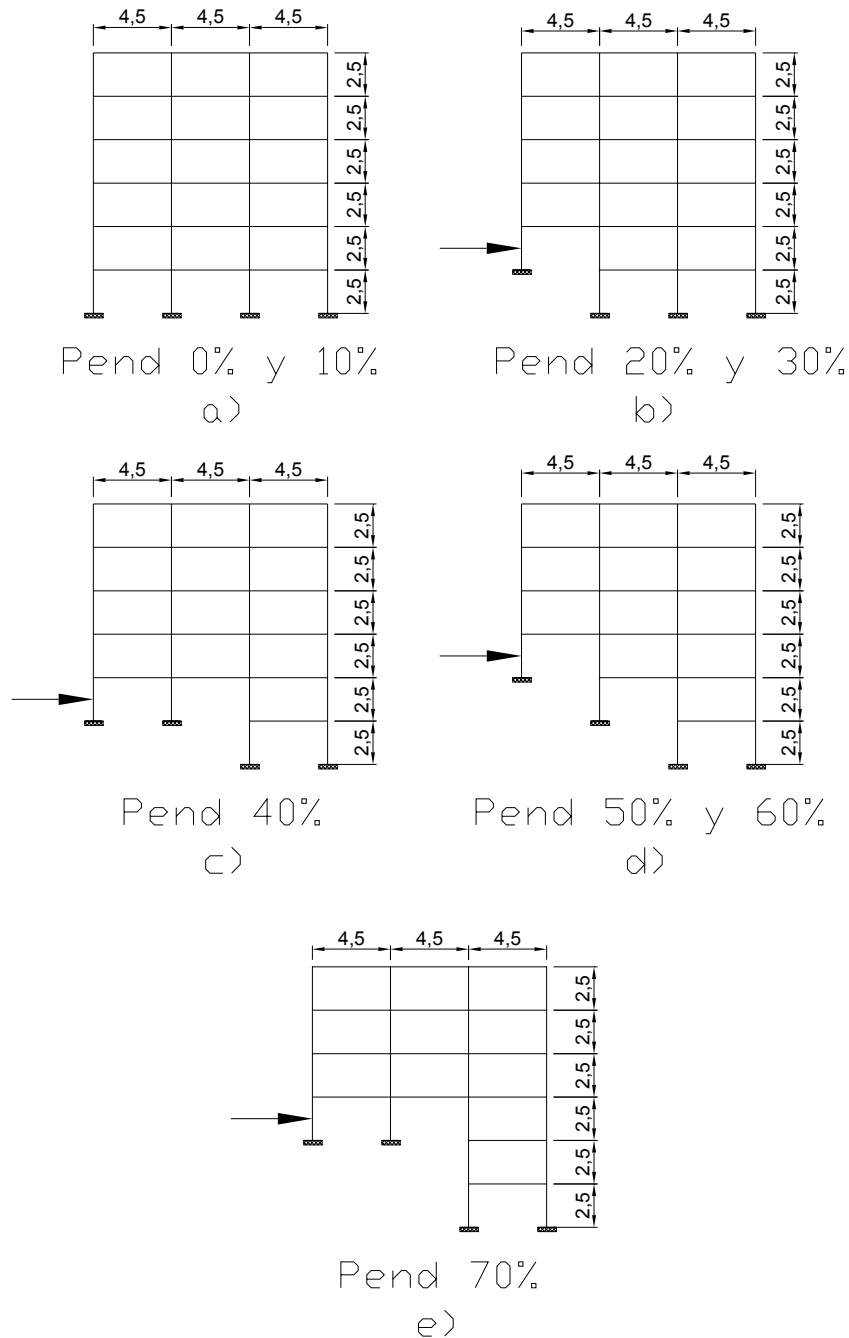
### 5.1.1. Combo analizado 100x+30y, tipo de perfil de suelo s1.

#### 5.1.1.1. Variación del Cortante sísmico en la dirección X (Vx)

Para observar la variación del cortante sísmico, una primera opción fue tomar de cada piso el valor máximo de cortante en dirección X producido en el respectivo nivel en las columnas. El esquema de la variación se muestra para cada pendiente en la Figura 5.1; donde se ve que el sismo en esa dirección afecta en mayor grado a las columnas del segundo piso de las estructuras ubicadas en las pendientes del 20-30 y 40% Figura 5.2.b) y c), para las pendientes del 50-60 y 70% las columnas que se ven más afectadas son las del tercer piso Figura 5.2.d) y e).



**Figura 5.1.** Máximo valor del cortante sísmico en la dirección X que se presenta en las columnas de cada nivel para el combo 100x+30y.

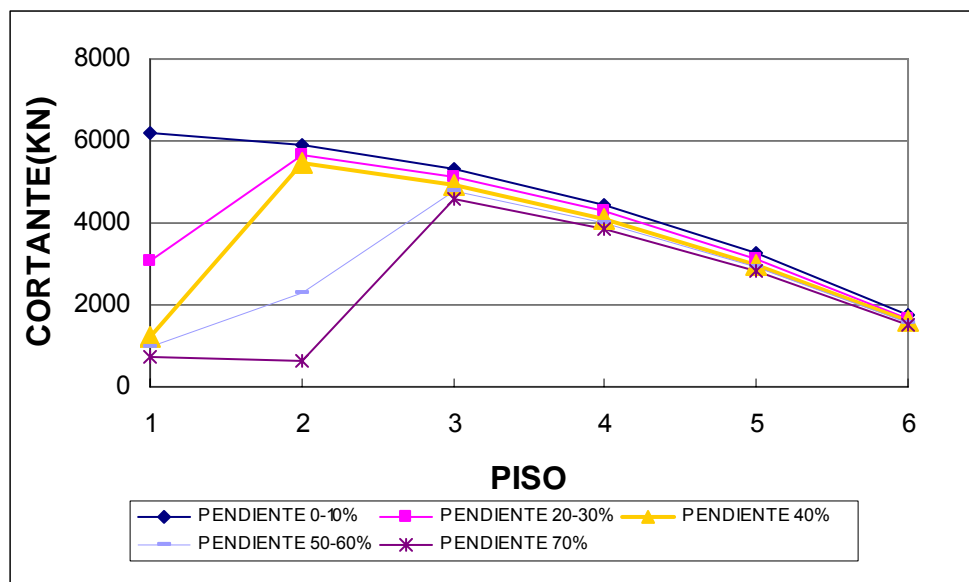


**Figura 5.2.** Niveles más afectados por pendiente.

La segunda opción fue observar la variación del cortante resistido por piso (es decir, la suma del cortante que resisten todas las columnas de cada piso) de la



estructura ubicada en la respectiva pendiente. Como se muestra en la Figura 5.3, las estructuras ubicadas en las pendientes 20-30 y 40% el piso que resiste mayor sollicitación es el segundo piso mientras que para las pendientes del 50-60 y 70% el piso con mayor sollicitación es el tercero. Para los pisos 4, 5, y 6 de cada estructura la sollicitación por piso es prácticamente la misma. Estos pisos afectados absorben gran cantidad de cortante aplicado por el sismo debido a que en estos hay apoyos que llegan directamente sobre el suelo.



**Figura 5.3.** Variación de cortante en dirección X por piso para el combo 100x+30y.

### 5.1.1.2. Variación del Cortante en dirección Y para el combo 100x+30y

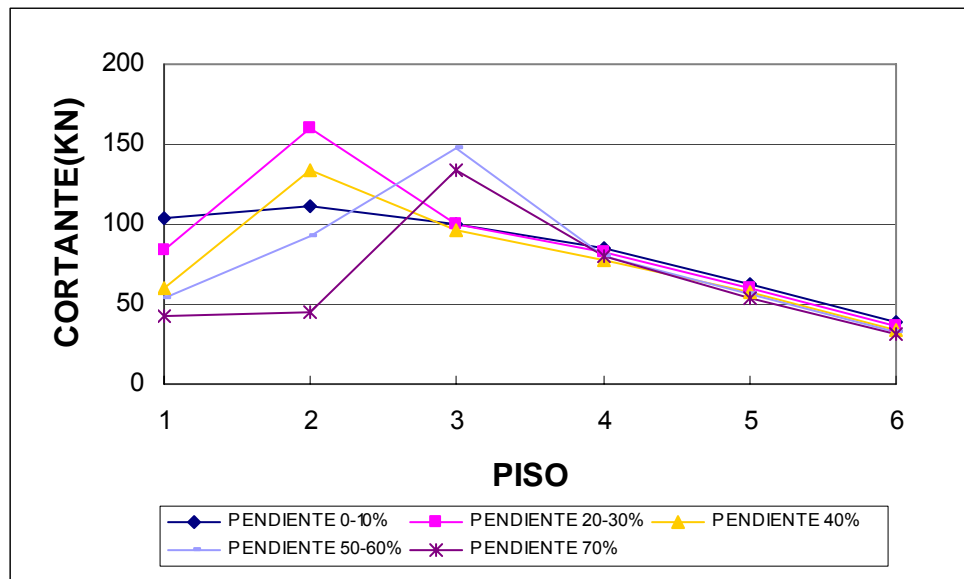
El cortante en la dirección perpendicular que se produce en las columnas por la aplicación del sismo, de cada piso se tomó el valor máximo producido en el respectivo nivel en las columnas, como esta en la Figura 5.4.

Si nos enfocamos en el primer piso de cada estructura se observa que para la pendiente 0 y 10% el primer piso de la estructura resiste mayor cortante que en las demás pendientes por que la totalidad de los apoyos están sobre ese nivel.



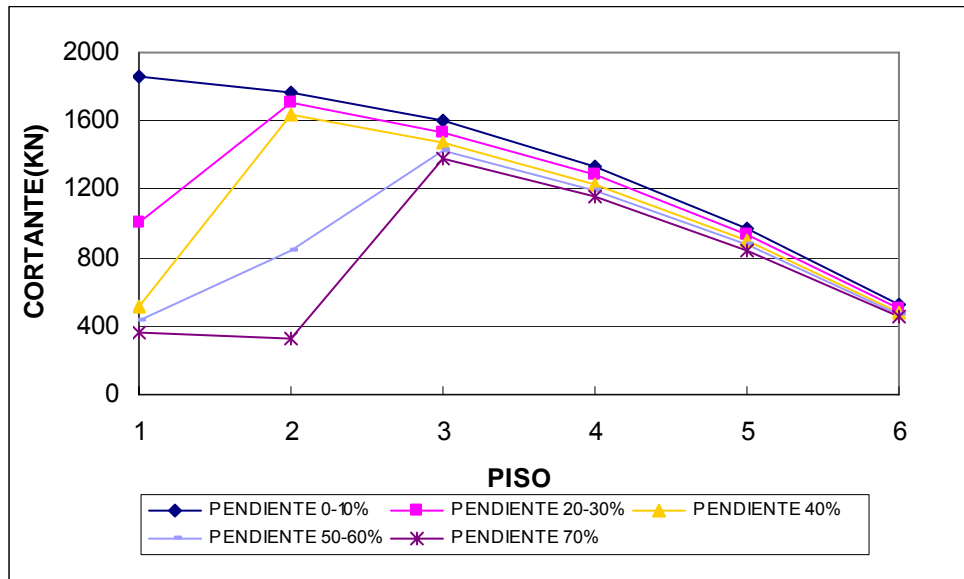
El segundo piso se ve mas afectado para las pendientes del 20-30 y 40% por la disposición de los elementos estructurales lo que implica una disminución de rigidez en los diferentes niveles de la estructura, mientras que para las pendientes del 50-60 y 70% el piso con mayor sollicitación es el tercero.

Para los pisos 4, 5, y 6 de cada estructura la sollicitación por cortante en dirección Y en los elementos columnas es prácticamente la misma como lo muestra la Figura 5.4.



**Figura 5.4.** Máximo valor del cortante sísmico en la dirección Y que se presenta en las columnas de cada nivel para el combo 100x+30y.

Cuando se enfoca sobre el comportamiento de la variación del cortante en dirección Y Figura 5.5 se puede concluir que el cortante acumulado por piso sufre una variación al compararlo con el cortante que resiste un edificio ubicado en un terreno plano pues las columnas del segundo piso absorben la mayor cantidad del cortante acumulado para las pendientes del 20-30 y 40% mientras que para las pendientes del 50-60 y 70% las columnas del tercer piso son las que absorben la mayor parte del cortante.



**Figura 5.5.** Variación de cortante en dirección Y por piso para el combo 100x+30y.

### 5.1.1.3. Variación de cortante basal para el Combo 100X+30Y

La variación del cortante basal para el tipo de suelo S1 se ve en la Figura 5.6, cuando el sismo se aplica en la dirección X, el cortante basal resistido por cada modelo planteado sigue una tendencia lineal, la cual va disminuyendo a medida que aumenta la pendiente debido a la disminución de la masa, resultado que se refleja tanto para el cortante basal en la dirección del sismo como para la dirección ortogonal a la aplicación del sismo.

El cortante basal resistido por cada modelo empieza a disminuir a medida que aumenta la pendiente por la configuración estructural de cada modelo pues en base a la pendiente se le quitan los vanos necesarios en los primeros pisos. Esta disminución de vanos produce un decremento en la masa del primero y segundo piso lo que produce que a medida que aumenta la pendiente los modelos sufran una disminución en la masa total del edificio lo cual se muestra en la Tabla 5.1, reflejándose en la fuerza sísmica resistida por cada modelo.

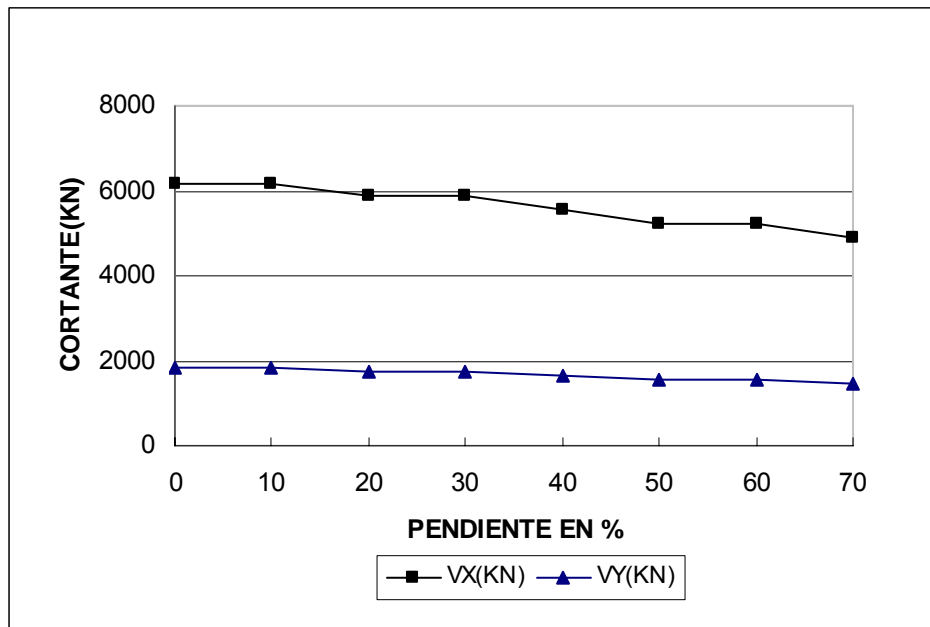


Figura 5.6. Variación de cortante Basal para el combo 100x+30y.

Tabla 5.1 Masas de cada modelo por nivel en términos de la pendiente.

PENDIENTE (%)	MASA POR NIVEL(TON)						TOTAL(TON)	% DE MASA DISMINUIDA
	NIVEL 1	NIVEL 2	NIVEL 3	NIVEL 4	NIVEL 5	NIVEL 6		
0	211,2	211,2	211,2	211,2	211,2	200,3	1256,2	0,0
10	211,2	211,2	211,2	211,2	211,2	200,3	1256,2	0,0
20	146,7	211,2	211,2	211,2	211,2	200,3	1191,8	5,1
30	146,7	211,2	211,2	211,2	211,2	200,3	1191,8	5,1
40	82,3	211,2	211,2	211,2	211,2	200,3	1127,3	10,3
50	79,9	146,7	211,2	211,2	211,2	200,3	1060,5	15,6
60	79,9	146,7	211,2	211,2	211,2	200,3	1060,5	15,6
70	77,5	82,3	211,2	211,2	211,2	200,3	993,6	20,9

### **5.1.2. Combo analizado 30x+100y para tipo de perfil de suelo s1.**

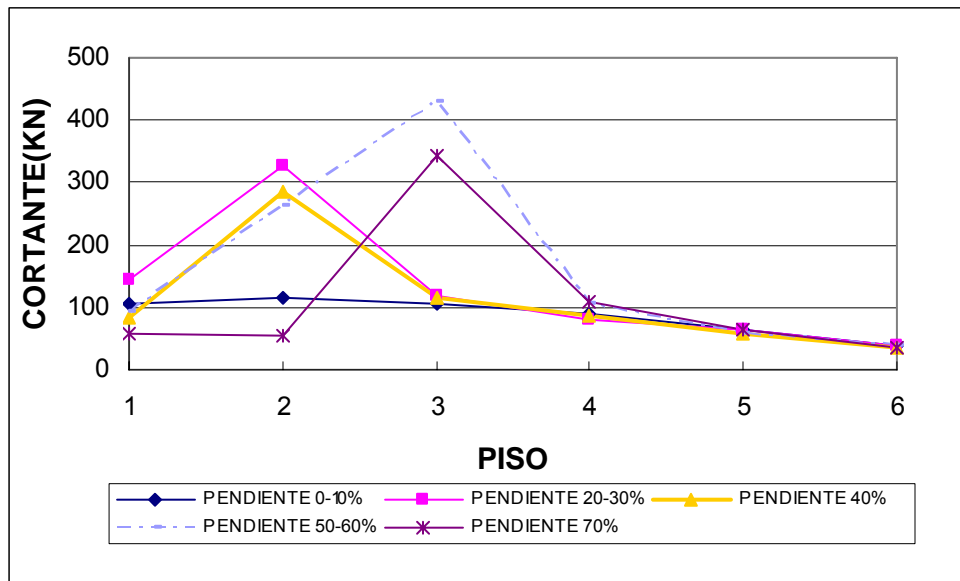
#### **5.1.2.1. Variación del Cortante sísmico en la dirección ( X).**

La dirección X corresponde a la dirección ortogonal de la aplicación del sismo en este combo.

Para el modelo ubicado sobre una pendiente del 0-10% los cortantes máximos producidos en la dirección X en las columnas debido al sismo aplicado en la dirección Y del programa presenta un comportamiento normal, donde las máximas solicitaciones se encuentran en las columnas del primer piso. En la Figura 5.7 se tomo el cortante que se produce en las columnas de cada piso y de estos valores se tomo el máximo producido en el respectivo nivel en la dirección X.

Los modelos ubicados en las pendientes del 20-30 y 40% sufren una solicitación mayor en el segundo piso( Figura 5.7 ),que es debido a la configuración estructural del modelo por la pendiente, es decir, los elementos columnas que se encuentran apoyados sobre la pendiente tienen mayor solicitación por estar empotrados, los cuales se ven sometidos a grandes deformaciones causadas por el sistema rígido de placa que en SAP se modelo como tipo DIAFRAGMA, el cual hace que todos los puntos que formen parte de el se desplacen como si fuera una losa totalmente rígida.

Los modelos en pendientes del 50-60 y 70% el tercer piso es el que sufre mayor solicitación( Figura 5.7), para el primer piso tienen una solicitación de magnitud parecida, pero en los pisos segundo y tercero para las pendientes del 50-60 la solicitación es mayor que la propiciada por la pendiente del 70% debido a la configuración de los elementos que en base a la pendiente al modelo del 70% se le quitan dos vanos por cada piso los cuales están ubicados sobre la ladera.



**Figura 5.7.** Máximo valor del cortante sísmico en la dirección X que se presenta en las columnas de cada nivel para el combo 30x+100y.

La variación del cortante resistido por piso en la dirección X, el modelo de 0-10% tiene un comportamiento general que presentaría cualquier edificio que este cimentado en un terreno plano pero los modelos de 20-30 y 40% la mayoría del cortante resistido es absorbido por el segundo piso Figura 5.8 mientras que para los modelos de 50-60 y 70% la mayor parte del cortante es resistido por los elementos del tercer piso Figura 5.8.

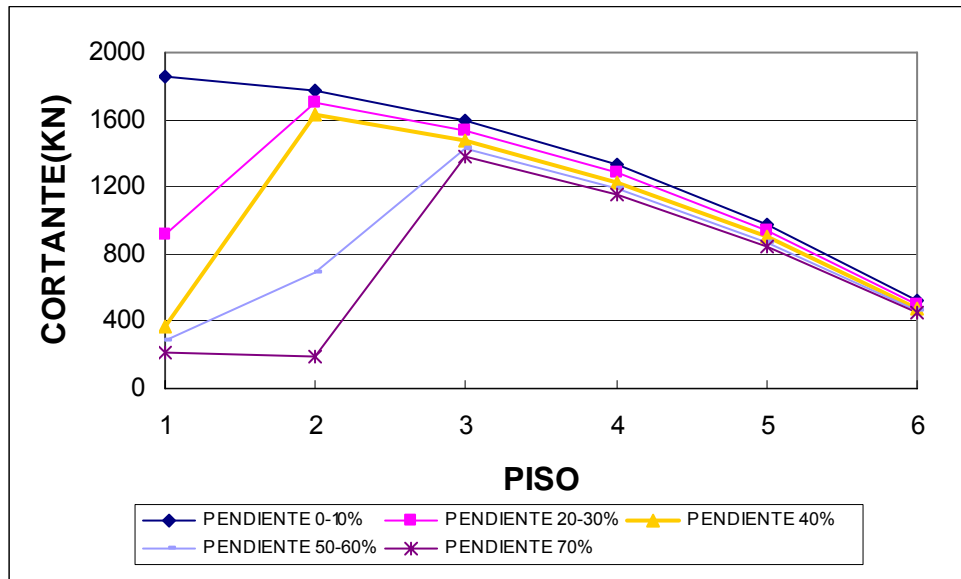


Figura 5.8. Variación de cortante en dirección X por piso para el combo 30x+100y.

### 5.1.2.2. Variación del Cortante Sísmico en la dirección Y

Los valores que se ven en la Figura 5.9 corresponden al cortante que se produce en las columnas de cada piso en la dirección Y, tomando el máximo valor producido en las columnas en el respectivo nivel de cada modelo estructural y al igual que para el cortante en dirección X, los elementos del segundo piso que más se ven solicitados están en los modelos del 20-30 y 40% mientras que para los modelos del 50-60 y 70% las columnas del tercer piso tienen una máxima sollicitación debido a la configuración de cada modelo.

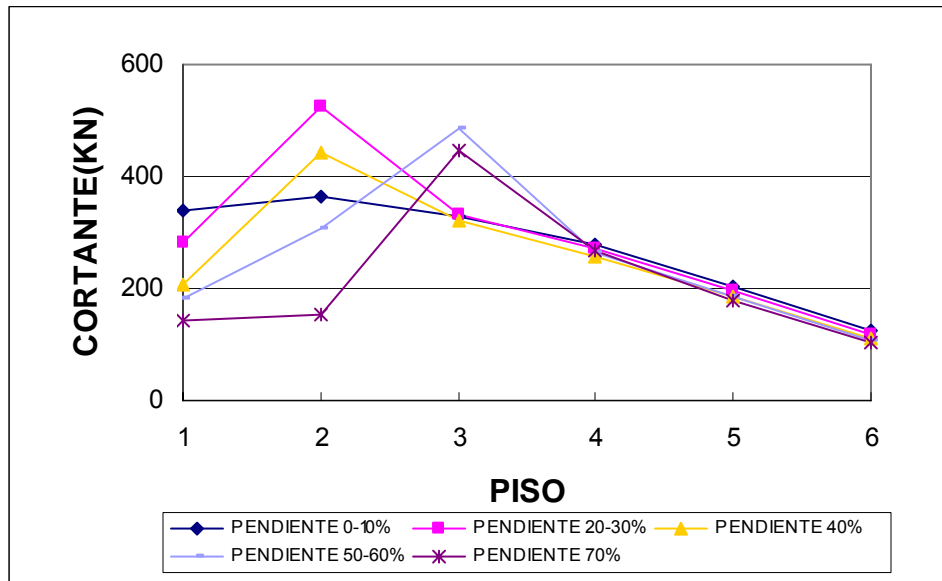


Figura 5.9. Máximo valor del cortante sísmico en la dirección Y que se presenta en las columnas de cada nivel para el combo 30x+100y.

La Figura 5.10 nos muestra el comportamiento del cortante en dirección Y resistido por cada piso en base a la pendiente en que se encuentre cada modelo.

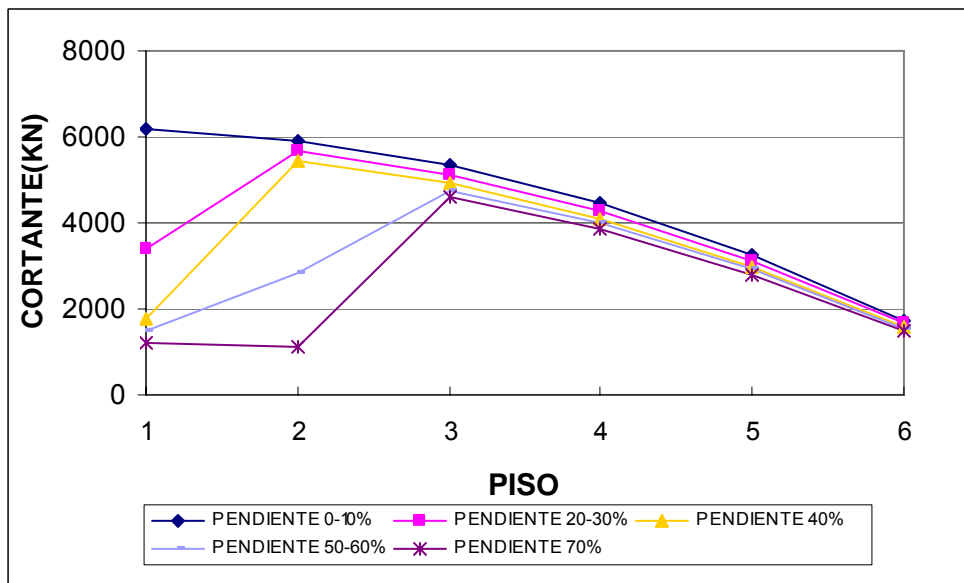


Figura 5.10. Variación de cortante en dirección Y por piso para el combo 30x+100y.



### 5.1.2.3. Variación de Cortante Basal para el Combo 100Y+30X.

Al aplicar el sismo en la dirección Y en cada modelo el cortante basal resistido se ve en la Figura 5.11 el cual sigue una tendencia lineal según la variación de la pendiente el cual va disminuyendo a medida que aumenta la pendiente esto es debido a la reducción de la masa de la estructura en los primeros niveles por la configuración estructural dada por la pendiente.

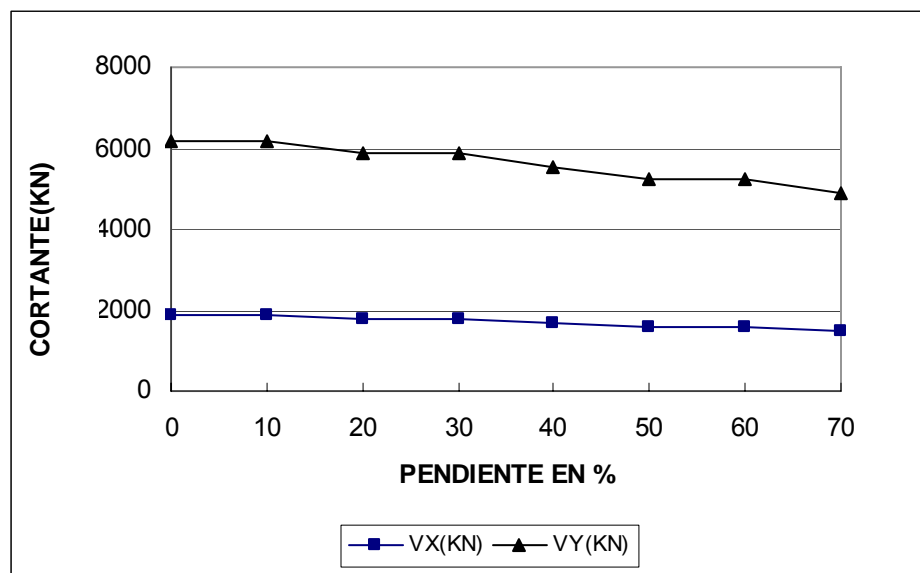


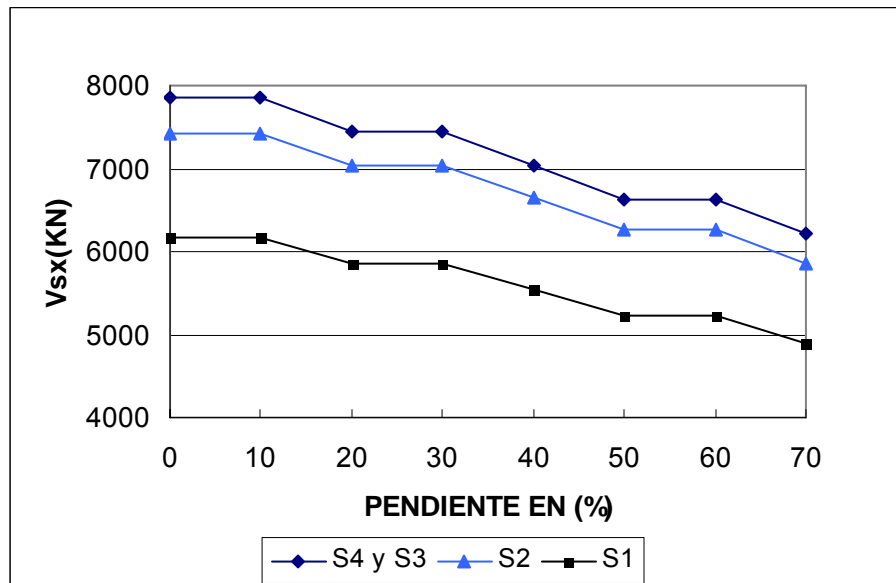
Figura 5.11. Variación de cortante Basal para el combo 30x+100y.

### 5.1.3. Variación del Cortante Basal Combo 100x+30y en función de la pendiente y del tipo de suelo.

Al acoplar todos los modelos en términos de la pendiente y de los diferentes tipos de suelos en la Figura 5.12 nos muestra el comportamiento del cortante basal resistido por los modelos estructurales en la dirección X en función de la pendiente y del tipo de suelo.

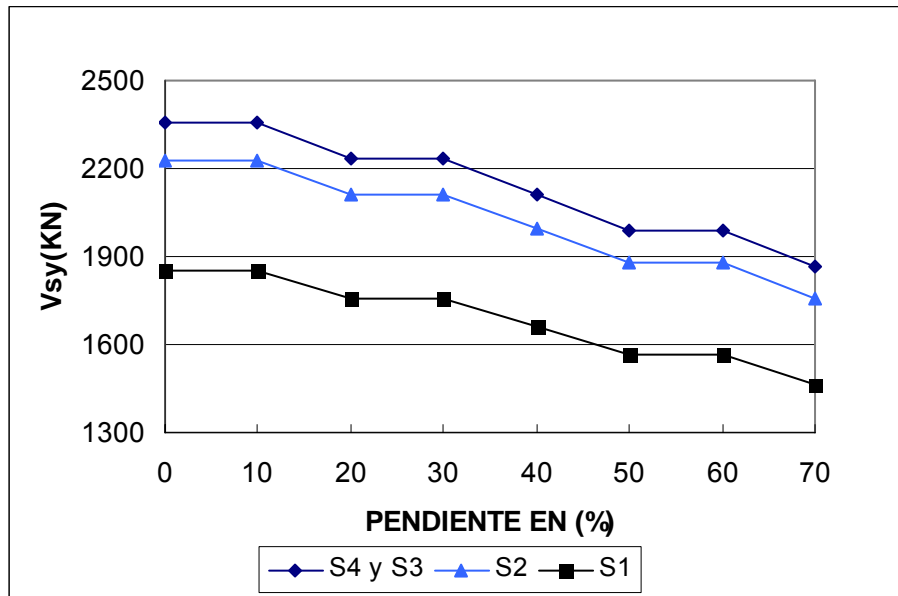


Este comportamiento es de tipo lineal decreciente a medida que aumenta la pendiente, y como se ve que al pasar de un suelo S1 a un tipo de suelos S2 la sollicitación por sismo en los modelos aumenta en un (20%) y al pasar a un suelo S3 y S4 aumenta en un (27%).



**Figura 5.12.** Variación de cortante basal combo  $100x+30y$  en función de la pendiente y del tipo de suelo.

La variación del cortante basal en la dirección perpendicular a la acción del sismo se muestra en la Figura 5.13 y que también presenta un comportamiento de tipo lineal en la absorción del cortante en la dirección Y de cada modelo y que dependen del tipo de suelo.



**Figura 5.13.** Variación de cortante basal combo 100x+30y en función de la pendiente y del tipo de suelo.

#### 5.1.4. Variación del Cortante Basal Combo 100y+30x en función de la pendiente y del tipo de suelo

La Figura 5.14 nos muestra la variación del cortante en dirección X incluyendo la pendiente y el tipo de suelo el cual tiene una tendencia lineal a medida que aumenta la pendiente para cada uno de los tipos de suelos S1, S2, S3 y S4.

La Figura 5.15 muestra la variación del cortante actuante en dirección Y, cuando se aplica el sismo en dirección Y según la pendiente y el tipo de suelo.

Cuando se mira la Figura 5.14 y Figura 5.15 muestran un mismo comportamiento en el cortante resistido por cada modelo, esto en mayor grado debido a que los modelos estructurales son regulares en planta para la mayoría de los pisos de cada modelo. Esto se manifiesta en la tendencia igual tanto en cortante en dirección X como en Y para el combo analizado que en este caso es 30X+100Y.

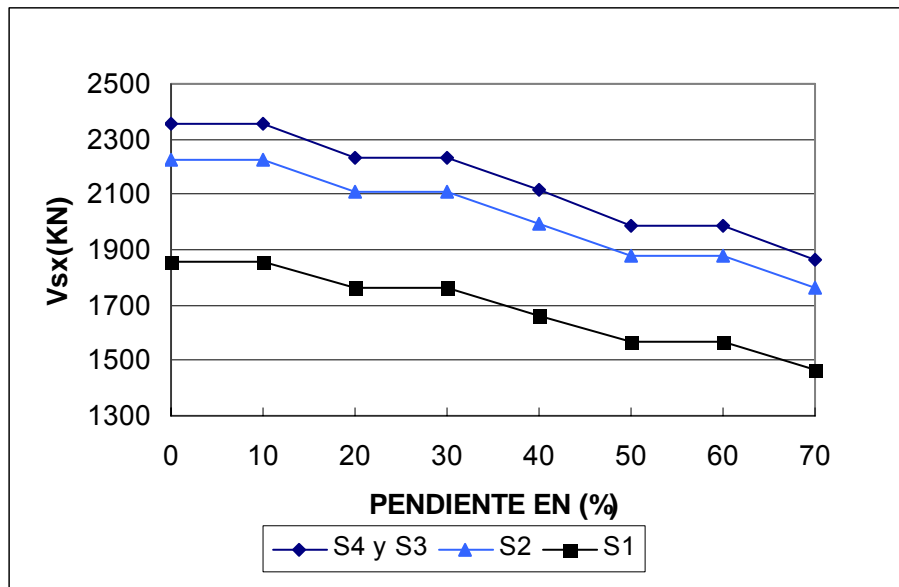


Figura 5.14. Variación de cortante basal combo 30x+100y en función de la pendiente y del tipo de suelo.

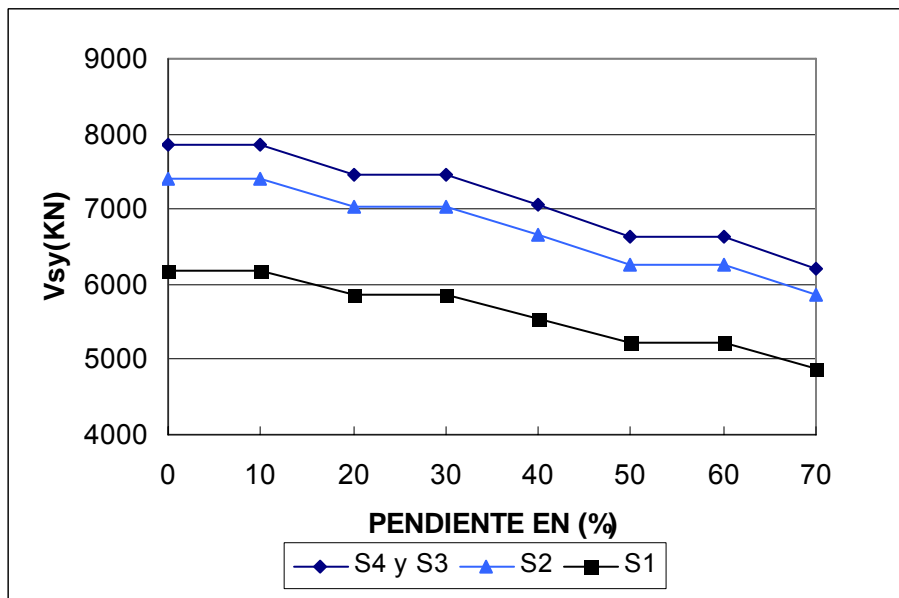


Figura 5.15. Variación de cortante basal combo 30x+100y en función de la pendiente y del tipo de suelo.

Después de analizar como se resiste el cortante por los elementos columnas en cada dirección según la aplicación del sismo podemos llegar a concluir que partiendo de un modelo base de entre 0-10% y un tipo de suelo S1 y si lo variáramos a uno de:

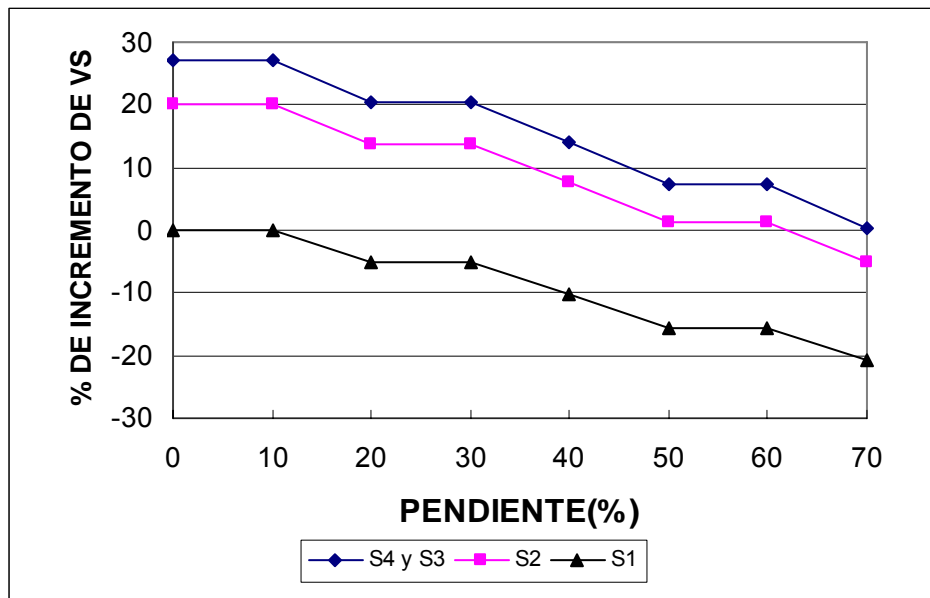
- Pendiente 20-30% tipo de suelo S1 hay una disminución en el cortante basal del 5%.
- Pendiente del 40% tipo de suelo S1 hay una disminución en el cortante basal del 10%.
- Pendiente del 50-60% tipo de suelo S1 hay una disminución en el cortante basal del 16%.
- Pendiente del 70% tipo de suelo S1 hay una disminución en el cortante basal del 20%.
- Pendiente 0-10% tipo de suelo S2 en incremento en el cortante basal es del 20%.
- Pendiente del 20-30% tipo de suelo S2 tiene un incremento del 14%.
- Pendiente del 40% tipo de suelo S2 tiene un incremento del 8%.
- Pendiente del 50-60% tipo de suelo S2 tiene un incremento del 1%.
- Pendiente del 70% tipo de suelo S2 tiene un incremento del 5%.
- Pendiente 0-10% tipo de suelo S3 y S4 tiene un incremento en el cortante basal del 27%.
- Pendiente del 20-30% tipo de suelo S3 y S4 tiene un incremento del 20%.
- Pendiente del 40% tipo de suelo S3 y S4 tiene un incremento del 14%.
- Pendiente del 50-60% tipo de suelo S3 y S4 tiene un incremento del 7%.
- Pendiente del 70% tipo de suelo S3 y S4 tiene un incremento del 0.5%.

Para los modelos de 20 a 70% con tipo de suelo S1 hay una disminución del cortante basal como se había analizado anteriormente por la disminución de la masa en los primeros pisos de cada modelo por la configuración estructural debido a la pendiente.



**Tabla 5.2.** Porcentaje de incremento y decremento del cortante basal por la influencia de la pendiente y el tipo de suelo. Parámetro de comparación: edificio de pendiente 0% y tipo de suelo S1.

TIPO DE SUELO	S4		S3		S2		S1	
	%Vsx(KN)	%Vsy(KN)	%Vsx(KN)	%Vsy(KN)	%Vsx(KN)	%Vsy(KN)	%Vsx(KN)	%Vsy(KN)
0	27	27	27	27	20	20	0	0
10	27	27	27	27	20	20	0	0
20	21	21	21	21	14	14	-5	-5
30	21	21	21	21	14	14	-5	-5
40	14	14	14	14	8	8	-10	-10
50	7	7	7	7	1	1	-16	-16
60	7	7	7	7	1	1	-16	-16
70	0	0	0	0	-5	-5	-21	-21



**Figura 5.16.** Porcentaje de incremento y decremento del cortante basal por la influencia de la pendiente y el tipo de suelo. Parámetro de comparación: edificio de pendiente 0% y tipo de suelo S1.

## 5.2. ANÁLISIS DEL CORTANTE BASAL RESISTIDO POR CADA PÓRTICO EN CADA MODELO PARA LAS DIFERENTES PENDIENTES Y TIPOS DE SUELOS.

Lo que se busca mirar en cada pÓrtico es ver cuanto cortante basal resiste con el objeto de saber cuales son los elementos que mas se van a ver sometidos por esta solicitud debido al efecto del sismo.

### 5.2.1. Análisis de la pendiente 0-10% y tipo de suelo S1.

#### 5.2.1.1. Combo analizado 100X+30Y

Se analizara los porcentajes absorbidos de cortante basal para las diferentes pendientes y tipo de suelo S1, por que para los demás tipos de suelos el porcentaje absorbido es el mismo que para el tipo de suelo S1.

El efecto producido por la aplicación del sismo en la dirección X genera que los pÓrticos orientados en la dirección Y resistan porcentajes iguales en el cortante basal para los pÓrticos centrales (2 y 3) y también para los pÓrticos de los extremos (1 y 4) en la direccion de aplicación del sismo, como se ve en la tabla mientras que para el cortante resistido en la dirección ortogonal de aplicación del sismo los pÓrticos del 1 al 4 el porcentaje resistido varia entre un 7 y 8 %, (verTabla 5.3).

**Tabla 5.3.** Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pÓrtico orientados en dirección Y para el sismo aplicado en la dirección X.

COMBO 100X+30Y	CORTANTE		% CORTANTE	
	VX(KN)	VY(KN)	VX	VY
1	1360	474	22	8
2	1730	467	28	8
3	1730	460	28	7
4	1360	453	22	7
TOTAL	6181	1854	100	30



En los pórticos orientados en la dirección X (A, B, C, D, E) resisten porcentajes iguales en la dirección X y como son 5 pórticos cada uno va a resistir un 20% del cortante sísmico en la dirección X como se ve en la Tabla 5.4 .

El cortante resistido en dirección Y para los pórticos centrales (B,C,D) resisten un 7% mientras que los pórticos de los extremos (A y E) como se ve en la Tabla 5.4 resiste un porcentaje del 5 %

**Tabla 5.4.** Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórtico orientados en dirección X para el sismo aplicado en la dirección X.

COMBO 100X+30Y	CORTANTE		% CORTANTE	
	VX	VY	VX	VY
A	1225	320	20	5
B	1231	405	20	7
C	1236	404	20	7
D	1241	405	20	7
E	1247	320	20	5
TOTAL	6181	1854	100	30

### 5.2.1.2. Combo analizado 30x+100y

El efecto producido por la aplicación del sismo en la dirección Y genera que los pórticos orientados en esa dirección (1, 2, 3, 4) resistan porcentajes iguales en el cortante basal, como se ve en la Tabla 5.5.

Mientras que para el cortante resistido en la dirección ortogonal para los pórticos en los extremos (1, 2, 3, 4) el porcentaje de cortante basal varía entre 7 y 8%.

**Tabla 5.5.** Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórtico orientados en dirección Y para el sismo aplicado en la dirección Y.

COMBO 30x+100y	CORTANTE		% CORTANTE	
	VX(KN)	VY(KN)	VX	VY
1	408	1551	7	25
2	519	1547	8	25
3	519	1543	8	25
4	408	1539	7	25
TOTAL	1854	6181	30	100



En los pórticos orientados en la dirección X (A, B, C, D, E) resisten porcentajes iguales en el cortante basal en dirección ortogonal y como son 5 pórticos cada uno va a resistir un 6% del cortante sísmico en la dirección X como se ve en la Tabla 5.6.

El cortante basal resistido en dirección Y para los pórticos centrales (B, C, D) resisten un 22% mientras que los pórticos de los extremos (A y E) como se ve en la Tabla 5.6 resiste un porcentaje del 17 %

**Tabla 5.6.** Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórtico orientados en dirección X para el sismo aplicado en la dirección Y.

COMBO 30x+100y	CORTANTE		% CORTANTE	
	VX(KN)	VY(KN)	VX	VY
A	364	1066	6	17
B	368	1351	6	22
C	371	1346	6	22
D	374	1351	6	22
E	377	1066	6	17
TOTAL	1854	6181	30	100

## 5.2.2. Análisis de la pendiente 20-30% y tipo de suelo S1.

### 5.2.2.1. Combo analizado 100X+30Y

El efecto producido por la aplicación del sismo en la dirección X genera que los pórticos orientados en la dirección Y resistan porcentajes de cortante basal diferentes por la configuración estructural.

El pórtico 1 resiste un 48% Tabla 5.7 debido a que los elementos de este pórtico se encuentran en el segundo nivel sobre la ladera y al formar parte de uno de los apoyos resisten mayor cortante.

Los pórticos 2, 3 y 4 resisten entre un 15 y 21% (Tabla 5.7) que es relativamente bajo al compararlo con el pórtico 1 ya que estos elementos se encuentran en el primer nivel.



En la dirección Y el cortante resistido es del 13% para el pórtico 1 y para los pórticos 2, 3,4 resisten un % de entre el 5 y 6% cada uno.

**Tabla 5.7.** Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórtico orientados en dirección Y para el sismo aplicado en la dirección X.

COMBO 100X+30Y PORTICO	CORTANTE		% CORTANTE	
	VX(KN)	VY(KN)	VX	VY
1	2801	747	48	13
2	894	294	15	5
3	1224	337	21	6
4	945	381	16	6
TOTAL	5864	1759	100	30

En los pórticos orientados en la dirección X (A, B, C, D, E) resisten porcentajes de cortante basal que varían del 18 al 22% (Tabla 5.8) incrementándose desde el pórtico E hasta el pórtico A del cortante en dirección X.

El cortante resistido en dirección Y para los pórticos centrales (B,C,D) resisten un 6.6% mientras que los pórticos de los extremos (A y E) como se ve en la Tabla 5.8 resiste un porcentaje del 5 %

**Tabla 5.8.** Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórtico orientados en dirección X para el sismo aplicado en la dirección X.

COMBO 100X+30Y PORTICO	CORTANTE		% CORTANTE	
	VX(KN)	VY(KN)	VX	VY
A	1266	309	22	5
B	1219	381	21	6.6
C	1173	379	20	6.6
D	1127	381	19	6.6
E	1079	309	18	5
TOTAL	5864	1759	100	30

### 5.2.2.2. Combo analizado 30x+100y

La aplicación del sismo en la dirección Y genera que los pórticos orientados en la dirección de aplicación del sismo resistan porcentajes de cortante basal diferentes por la configuración estructural.



El cortante basal resistido en la dirección X, donde el pódico 1 resiste un 14% (Tabla 5.9) debido a que los elementos de este pódico se encuentran en el segundo nivel sobre la ladera y al formar parte de uno de los apoyos resisten mayor cortante basal.

Los pódicos 2, 3 y 4 resisten entre un 5 y 6% de cortante basal (Tabla 5.9) ya que estos elementos se encuentran en el primer nivel, lo que permite que el cortante se distribuya relativamente uniforme.

En la dirección Y el cortante basal resistido es del 42% para el pódico 1 y para los pódicos 2, 3,4 resisten un % de entre el 17 y 22% aumentando desde el pódico 2 hacia el pódico 4.

**Tabla 5.9.** Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pódicos orientados en dirección Y para el sismo aplicado en la dirección Y.

COMBO 30x+100y	CORTANTE		% CORTANTE	
	VX(KN)	VY(KN)	VX	VY
1	840	2456	14	42
2	268	978	5	17
3	367	1135	6	19
4	283	1294	5	22
TOTAL	1759	5864	30	100

En los pódicos orientados en la dirección X (A, B, C, D, E) resisten porcentajes de cortante basal que varían del 0.5 al 12% incrementándose desde el pódico E hasta el pódico A del cortante en dirección X. El cortante basal resistido en dirección Y para los pódicos centrales (B, C, D) resisten un 22% mientras que los pódicos de los extremos (A y E) como se ve en la (Tabla 5.11) resiste un porcentaje del 18%.



**Tabla 5.10.** Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórtico orientados en dirección X para el sismo aplicado en la dirección Y.

COMBO 30x+100y	CORTANTE		% CORTANTE	
	VX(KN)	VY(KN)	VX	VY
A	689	1030	12	18
B	519	1269	9	22
C	352	1265	6	22
D	185	1269	2.5	22
E	14	1030	0.5	18
TOTAL	1759	5864	30	100

### 5.2.3. Análisis de la pendiente 40% y tipo de suelo S1.

#### 5.2.3.1. Combo 100X+30Y

El efecto producido por la aplicación del sismo en la dirección X genera que los pórticos orientados en la dirección Y resistan porcentajes de cortante basal diferentes por la configuración estructural.

El pórtico 1 resiste un 36% y el pórtico 2 resiste un 42% de cortante basal, debido a que los elementos de estos pórticos se encuentran en el segundo nivel sobre la ladera y al formar parte de los apoyos resisten mayor cortante.

Los pórticos 3 y 4 resisten entre un 10 y 12% de cortante basal (Tabla 5.11) que es relativamente bajo al compararlo con el pórtico 1 y 2 ya que estos elementos se encuentran en el primer nivel y el cortante se distribuye relativamente igual.

En la dirección Y el cortante basal resistido es del 9% para el pórtico 1 y para el portico 2 el porcentaje resistido es del 11% y los pórticos 3 y 4 resisten un % de entre el 5 y 4% cada uno.



**Tabla 5.11.** Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórticos orientados en dirección Y para el sismo aplicado en la dirección X.

COMBO 100X+30Y PORTICO	CORTANTE		% CORTANTE	
	VX(KN)	VY(KN)	VX	VY
1	1983	523	36	9
2	2344	622	42	11
3	575	241	10	4
4	644	277	12	5
TOTAL	5546	1664	100	30

En los pórticos orientados en la dirección X (A, B, C, D, E) resisten porcentajes de cortante basal que varían del 18 al 22% incrementándose desde el pórtico E hasta el pórtico A (Tabla 5.12).

El cortante basal resistido en dirección Y para los pórticos centrales (B, C, D) resisten un 6.6% mientras que los pórticos de los extremos (A y E) como se ve en la Tabla 5.12 resiste un porcentaje del 5 %

**Tabla 5.12.** Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórticos orientados en dirección X para el sismo aplicado en la dirección X.

COMBO 100X+30Y PORTICO	CORTANTE		% CORTANTE	
	VX(KN)	VY(KN)	VX	VY
A	1210	293	22	5
B	1159	360	21	6.6
C	1109	358	20	6.6
D	1059	360	19	6.6
E	1009	293	18	5
TOTAL	5546	1664	100	30

### 5.2.3.2. Combo 30x+100y

La aplicación del sismo en la dirección Y genera que los pórticos orientados en esa dirección resistan porcentajes diferentes de cortante basal por la configuración estructural.

El cortante basal resistido en la dirección X, el pórtico 1 resiste un 11% (Tabla 5.13) debido a que los elementos de este pórtico se encuentran en el segundo



nivel sobre la ladera y al formar parte de uno de los apoyos resisten mayor cortante basal.

El pórtico 2 resiste un 13% de cortante basal (Tabla 5.13) ya que estos elementos se encuentran también en el segundo nivel.

Los pórticos 3 y 4 resisten un 3% del cortante resistido en la dirección X.

En la dirección Y el cortante resistido es del 31% para el pórtico 1 y para el pórtico 2 es del 37%.

Los pórticos 3,4 resisten un % de entre el 15 y 17%.

**Tabla 5.13.** Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórticos orientados en dirección Y para el sismo aplicado en la dirección Y.

COMBO 30x+100y PORTICO	CORTANTE		% CORTANTE	
	VX(KN)	VY(KN)	VX	VY
1	595	1716	11	31
2	703	2074	13	37
3	173	814	3	15
4	193	943	3	17
TOTAL	1664	5546	30	100

En los pórticos orientados en la dirección X (B, C, D, E) resisten porcentajes que varían del 3 al 13% (Tabla 5.14) incrementándose desde el pórtico D hasta el pórtico A del cortante en dirección X.

El cortante basal resistido en dirección Y para los pórticos centrales (B, C, D) resisten un 22% mientras que los pórticos de los extremos (A y E) como se ve en la (Tabla 5.14) resiste un porcentaje de cortante basal del 18%.



**Tabla 5.14.** Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórticos orientados en dirección X para el sismo aplicado en la dirección Y.

COMBO 30x+100y PORTICO	CORTANTE		% CORTANTE	
	VX(KN)	VY(KN)	VX	VY
A	697	977	13	18
B	513	1199	9	22
C	333	1195	6	22
D	152	1199	3	22
E	-32	977	-1	18
TOTAL	1664	5546	30	100

#### 5.2.4. Análisis de la pendiente 50-60% y tipo de suelo S1.

##### 5.2.4.1. Combo 100X+30Y

El efecto del sismo en la dirección X genera que los pórticos orientados en la dirección Y resistan porcentajes diferentes de cortante basal por la configuración estructural.

El pórtico 1 resiste un 54% y el pórtico 2 resiste un 27% de cortante basal (Tabla 5.15) debido a que los elementos del pórtico 1 se encuentran en el tercer nivel y los elementos del pórtico 2 se encuentran en el segundo nivel. Como estos pórticos se encuentran sobre la ladera y al formar parte de los apoyos se ven solicitados a mayor cortante.

Los pórticos 3 y 4 resisten entre un 9 y 10% de cortante basal (Tabla 5.15) que es relativamente bajo al compararlo con el pórtico 1 y 2 ya que estos elementos se encuentran en el primer nivel y el cortante se distribuye relativamente igual.

En la dirección Y el cortante resistido es del 13% para el pórtico 1 y para el pórtico 2 el porcentaje de cortante basal resistido es del 8% y los pórticos 3 y 4 resisten un % de entre el 4 y 5% cada uno.



**Tabla 5.15.** Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórticos orientados en dirección Y para el sismo aplicado en la dirección X.

COMBO 100X+30Y PORTICO	CORTANTE		% CORTANTE	
	VX(KN)	VY(KN)	VX	VY
1	2835	696	54	13
2	1430	432	27	8
3	451	193	9	4
4	502	244	10	5
TOTAL	5218	1565	100	30

En los pórticos orientados en la dirección X (A, B, C, D, E) resisten porcentajes de cortante basal que varían del 17 al 23% (Tabla 5.16) incrementándose desde el pórtico E hasta el pórtico A del cortante en dirección X.

El cortante resistido en dirección Y para los pórticos centrales (B, C, D) resisten un 6.6% mientras que los pórticos de los extremos (A y E) como se ve en la (Tabla 5.16) resiste un porcentaje de cortante basal del 5 %

**Tabla 5.16.** Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórticos orientados en dirección X para el sismo aplicado en la dirección X.

COMBO 100X+30Y PORTICO	CORTANTE		% CORTANTE	
	VX(KN)	VY(KN)	VX	VY
A	1202	280	23	5
B	1122	336	21	6
C	1044	334	20	6
D	965	336	19	6
E	885	280	17	5
TOTAL	5218	1565	100	30

#### 5.2.4.2. Combo 30x+100y

La aplicación del sismo en la dirección Y genera que los pórticos orientados en esa dirección resistan porcentajes de cortante basal diferentes por la configuración estructural.



El cortante basal resistido en la dirección X, el pórtico 1 resiste un 16% (Tabla 5.17) Debido a que los elementos de este pórtico se encuentran en el tercer nivel sobre la ladera y al formar parte de uno de los apoyos resisten mayor cortante.

El pórtico 2 resiste un 8% de cortante basal (Tabla 5.17) la mitad del pórtico 1 ya que estos elementos se encuentran en el segundo nivel.

Los pórticos 3 y 4 resisten un 3% del cortante basal en la dirección X.

En la dirección Y el cortante basal resistido es del 44% para el pórtico 1 y para el pórtico 2 es del 28%.

Los pórticos 3, 4 resisten un % de entre el 13 y 16% de cortante basal.

**Tabla 5.17.** Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórticos orientados en dirección Y para el sismo aplicado en la dirección Y.

COMBO 30x+100y PORTICO	CORTANTE		% CORTANTE	
	VX(KN)	VY(KN)	VX	VY
1	850	2290	16	44
2	429	1443	8	28
3	135	653	3	13
4	150	832	3	16
TOTAL	1565	5218	30	100

En los pórticos orientados en la dirección X (B, C, D, E) resisten porcentajes de cortante basal que varían del 1 al 17% incrementándose desde el pórtico D hasta el pórtico A del cortante en dirección X. El cortante basal resistido en dirección Y para los pórticos centrales (B, C, D) resisten un 21% mientras que los pórticos de los extremos (A y E) como se ve en la (Tabla 5.18) resiste un porcentaje del 18.5%.

**Tabla 5.18.** Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórticos orientados en dirección X para el sismo aplicado en la dirección Y.

COMBO 100X+30Y	CORTANTE		% CORTANTE	
	VX(KN)	VY(KN)	VX	VY
A	869	933	17	18.5
B	588	1119	11	21
C	313	1115	6	21
D	38	1119	1	21
E	-243	933	-5	18.5
TOTAL	1565	5218	30	100

### 5.2.5. Análisis de la pendiente 70% y tipo de suelo S1.

#### 5.2.5.1. Combo 100X+30Y

El efecto del sismo en la dirección X genera que los pórticos orientados en la dirección Y resistan porcentajes diferentes de cortante basal por la configuración estructural.

El pórtico 1 resiste un 40% y el pórtico 2 resiste un 46% debido a que los elementos de los dos pórticos 1 y 2 se encuentran en el tercer nivel.

Como estos pórticos se encuentran sobre la ladera y al formar parte de los apoyos se ven solicitados a mayor cortante.

Los pórticos 3 y 4 resisten un 7% de cortante basal cada uno (Tabla 5.19) que es relativamente bajo al compararlo con el pórtico 1 y 2 ya que estos elementos se encuentran en el primer nivel y el cortante se distribuye relativamente igual.

En la dirección Y el cortante basal resistido es del 10% para el pórtico 1 y para el portico 2 el porcentaje resistido es del 13% y los pórticos 3 y 4 resisten un % de entre el 3 y 4% cada uno.



**Tabla 5.19.** Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórticos orientados en dirección Y para el sismo aplicado en la dirección X.

COMBO 100X+30Y PORTICO	CORTANTE		% CORTANTE	
	VX(KN)	VY(KN)	VX	VY
1	1938	481	40	10
2	2240	628	46	13
3	361	164	7	3
4	349	194	7	4
TOTAL	4889	1467	100	30

En los pórticos orientados en la dirección X (A, B, C, D, E) resisten porcentajes de cortante basal que varían del 17 al 23% (Tabla 5.20) incrementándose desde el pórtico E hasta el pórtico A del cortante en dirección X.

El cortante resistido en dirección Y para los pórticos centrales (B, C, D) resisten un 6.6% mientras que los pórticos de los extremos (A y E) como se ve en la (Tabla 5.20) resiste un porcentaje del 5 % de cortante basal.

**Tabla 5.20.** Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórticos orientados en dirección X para el sismo aplicado en la dirección X.

COMBO 100X+30Y PORTICO	CORTANTE		% CORTANTE	
	VX(KN)	VY(KN)	VX	VY
A	1110	261	23	5
B	1044	315	21	6.6
C	978	313	20	6.6
D	912	315	19	6.6
E	845	261	17	5
TOTAL	4889	1467	100	30

### 5.2.5.2. Combo 30x+100y

La aplicación del sismo en la dirección Y genera que los pórticos orientados en esa dirección resistan porcentajes diferentes por la configuración estructural.

El cortante basal resistido en la dirección X, el pórtico 1 resiste un 12% Tabla 5.21 Debido a que los elementos de este pórtico se encuentran en el tercer nivel sobre la ladera y al formar parte de uno de los apoyos resisten mayor cortante.



El pórtico 2 resiste un 14% Tabla 5.21.

Los pórticos 3 y 4 resisten un 3% del cortante resistido en la dirección X.

En la dirección Y el cortante basal resistido es del 44% para el pórtico 1 y para el pórtico 2 es del 28%.

Los pórticos 3,4 resisten un 2% cada uno.

**Tabla 5.21.** Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórticos orientados en dirección Y para el sismo aplicado en la dirección Y.

COMBO 30x+100y PORTICO	CORTANTE		% CORTANTE	
	VX(KN)	VY(KN)	VX	VY
1	581	1576	12	32
2	672	2099	14	43
3	108	553	2	11
4	105	660	2	14
TOTAL	1467	4889	30	100

En los pórticos orientados en la dirección X (B, C, D, E) resisten porcentajes de cortante basal que varían del 1 al 16% Tabla 5.22 incrementándose desde el pórtico D hasta el pórtico A del cortante en dirección X.

El cortante resistido en dirección Y para los pórticos centrales (B, C, D) resisten un 21% mientras que los pórticos de los extremos (A y E) como se ve en la Tabla 5.22 resiste un porcentaje de cortante basal del 18.5%.

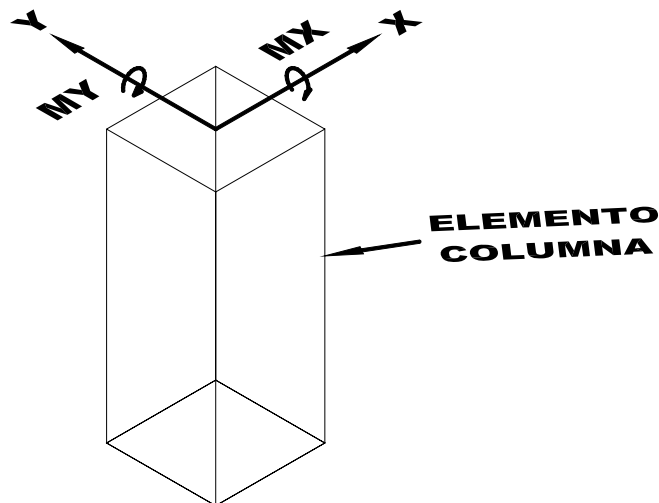
**Tabla 5.22.** Porcentaje de Cortante basal Absorbido por los pórticos orientados en dirección X para el sismo aplicado en la dirección Y.

COMBO 30x+100y PORTICO	CORTANTE		% CORTANTE	
	VX(KN)	VY(KN)	VX	VY
A	766	871	16	18.5
B	528	1050	11	21
C	293	1045	6	21
D	59	1050	1	21
E	-180	871	-4	18.5
TOTAL	1467	4889	30	100



### 5.3. ANALISIS DE LOS MOMENTOS FLECTORES EN COLUMNAS MX Y MY TENIENDO EN CUENTA LA APLICACIÓN DEL SISMO, LA PENDIENTE Y EL TIPO DE SUELO SOBRE EL CUAL SE ENCUENTRAN LOS MODELOS ESTRUCTURALES.

El momento flector en columnas M2 (MX) es el que se genera alrededor del eje X de cada elemento en los modelos planteados y el momento flector en columnas M3 (MY) es el que se genera alrededor del eje Y de los mismos. (Figura 5.17)



**Figura 5.17.** Esquema de Momentos flectores actuantes en las columnas.

La Figura 5.18 nos muestra la máxima sollicitación en las columnas por piso para las diferentes pendientes y el tipo de suelo S1 de la norma NSR-98.

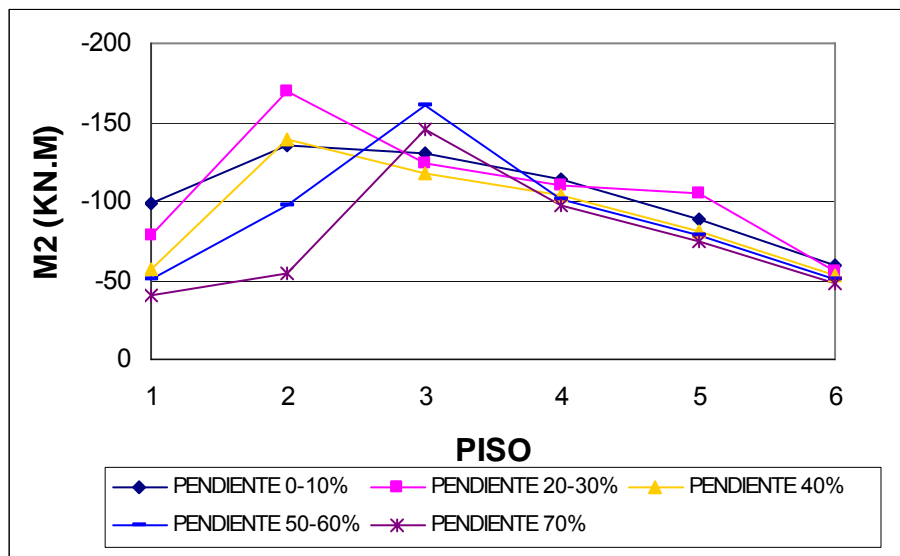
Como se ve en la Figura 5.18 para las pendientes del 0-10-20-30 y 40% la máxima sollicitación de las columnas por piso del momento flector M2 negativo se da en el



segundo piso y para las pendientes del 50-60 y 70% la máxima sollicitación por momento flector se da en el tercer piso.

Para todos los demás tipos de suelos se da el mismo comportamiento pero las sollicitaciones para el tipo de suelo S2 se incrementan en un 20% y para los tipos de suelos S3 y S4 estas sollicitaciones se incrementan en un 27% razón por la cual se omiten las graficas para los tipos de suelos S2, S3 y S4.

Si analizamos cada piso se observa que en el primer nivel la sollicitación de  $M2(X)$  negativo disminuye a medida que aumenta la pendiente.



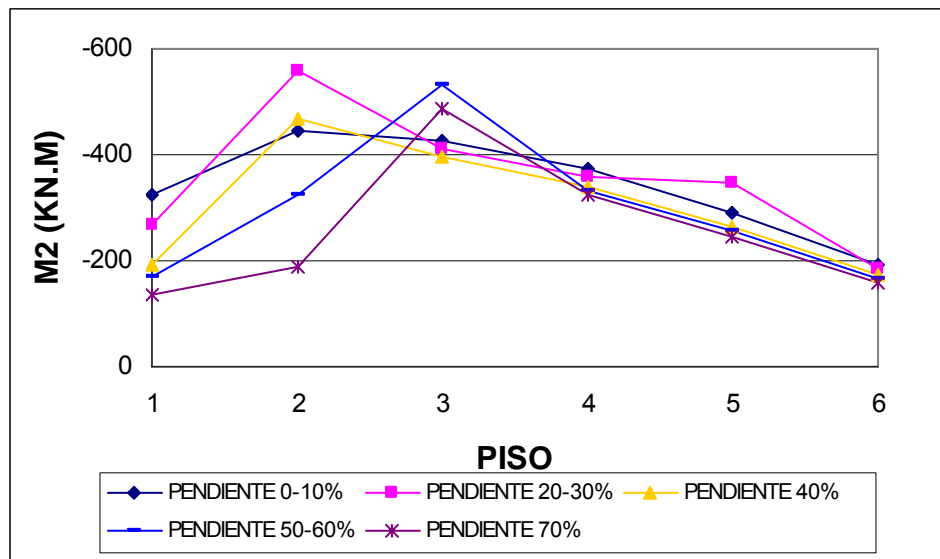
**Figura 5.18.** Variación de  $M2(X)$  negativo tipo de suelo S1 combo 100x+30y.

En la Figura 5.19 vemos como es la sollicitación en cada piso para el momento flector negativo alrededor del eje X al aplicar el sismo en la dirección Y para las diferentes pendientes y el tipo de suelo S1 de la norma NSR-98.

Como se ve en la Figura 5.19 para las pendientes del 0-10-20-30 y 40% la máxima sollicitación en las columnas por piso del momento flector  $M2(X)$  negativo se da en el segundo piso y para las pendientes del 50-60 y 70% la máxima sollicitación se da en el tercer piso.



Para todos los demás tipos de suelos se da el mismo comportamiento pero las solicitaciones para el tipo de suelo S2 se incrementan en un 20% y para los tipos de suelos S3 y S4 estas solicitaciones se incrementan en un 27%. Si analizamos cada piso se observa que en el primer piso la solicitación aumenta a medida que disminuye la pendiente.



**Figura 5.19.** Variación de  $M_2(X)$  negativo tipo de suelo S1 combo 30x+100y.

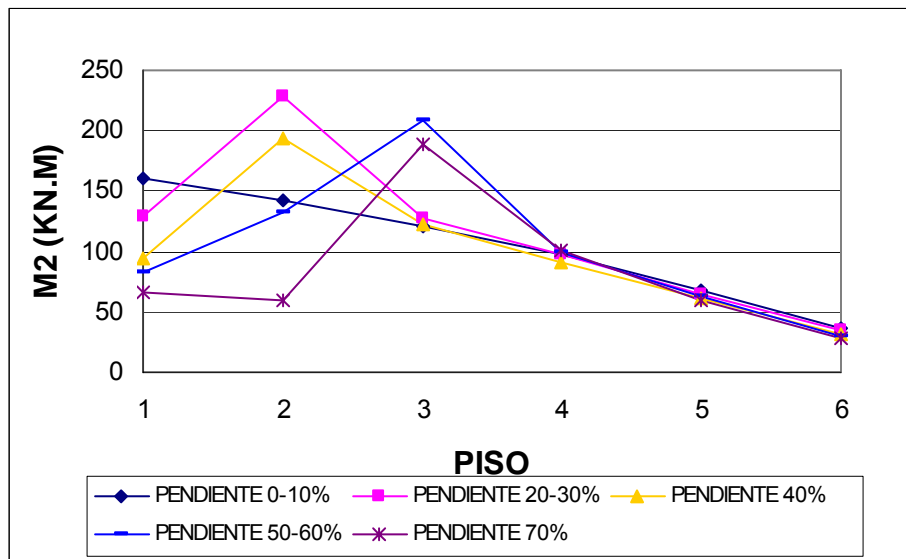
En la Figura 5.20 vemos como es la solicitación máxima en las columnas de cada piso para el momento flector positivo alrededor del eje X de las columnas para las diferentes pendientes y el tipo de suelo S1, al aplicar el sismo en la dirección X.

Como se ve en la Figura 5.20 para la pendiente del 0-10% la máxima solicitación se da en el primer piso, para el 20-30 y 40% la máxima solicitación por piso del momento flector  $M_2$  positivo se da en el segundo piso y para las pendientes del 50-60 y 70% la máxima solicitación se da en el tercer piso.

Para todos los demás tipos de suelos se da el mismo comportamiento pero las solicitaciones para el tipo de suelo S2 se incrementan en un 20% y para los tipos de suelos S3 y S4 estas solicitaciones se incrementan en un 27%.



Si analizamos cada piso se observa que en el primer piso la sollicitación aumenta a medida que disminuye la pendiente, mientras que en los niveles las sollicitaciones por momento flector positivo tienden a valores parecidos.



**Figura 5.20.** Variación de  $M_2(X)$  positivo tipo de suelo S1 combo 100x+30y.

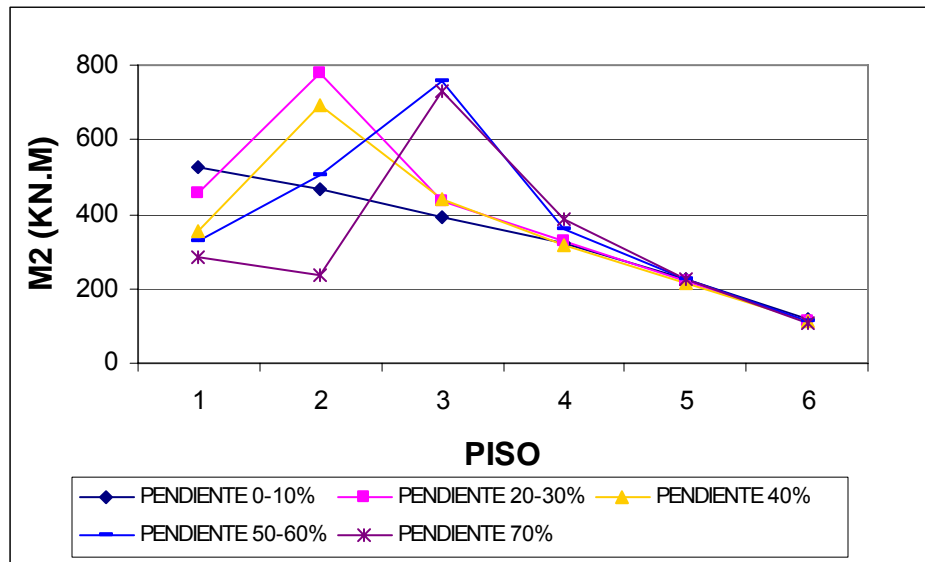
En la Figura 5.21 vemos como es la sollicitación máxima en las columnas de cada piso para el momento flector positivo alrededor del eje X para las diferentes pendientes y el tipo de suelo S1 de la norma NSR-98 cuando se aplica el sismo en la dirección Y de cada modelo.

Como se ve en la Figura 5.21 para la pendiente del 0-10% la máxima sollicitación se da en el primer piso, para el 20-30 y 40% la máxima sollicitación por piso del momento flector  $M_2$  positivo se da en el segundo piso y para las pendientes del 50-60 y 70% la máxima sollicitación se da en el tercer piso.

Para todos los demás tipos de suelos se da el mismo comportamiento pero las sollicitaciones para el tipo de suelo S2 se incrementan en un 20% y para los tipos de suelos S3 y S4 estas sollicitaciones se incrementan en un 27% razón por la cual se omiten las graficas para los tipos de suelos S2, S3 y S4.



Si analizamos cada piso se observa que en el primer piso la sollicitación aumenta a medida que disminuye la pendiente.

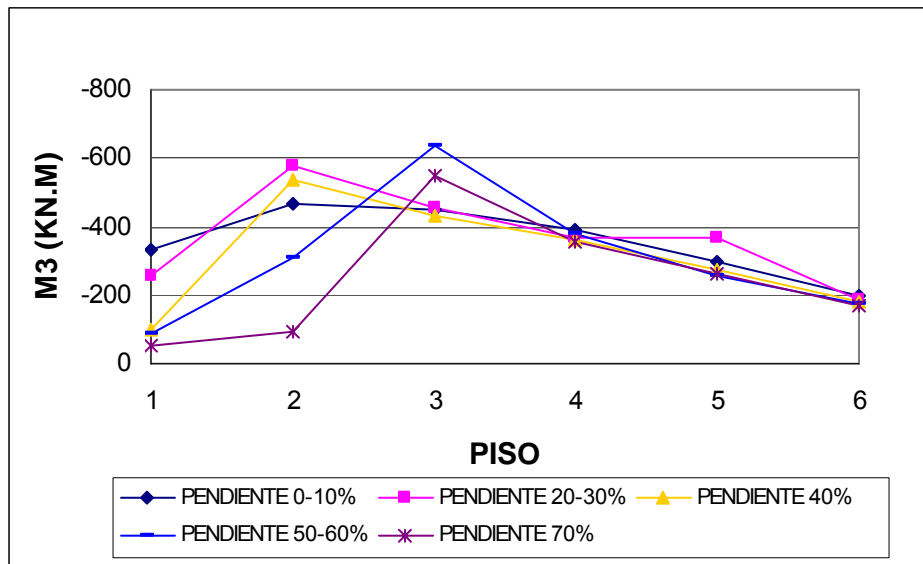


**Figura 5.21.** Variación de  $M_2(X)$  positivo tipo de suelo S1 combo 30x+100y.

En la Figura 5.22 vemos como es la sollicitación en cada piso para el momento flector alrededor del eje Y de las columnas para las diferentes pendientes y el tipo de suelo S1 de la norma NSR-98 cuando se aplica el sismo en la dirección X de cada modelo.

Como se ve en la Figura 5.22 para la pendiente del 0-10-20-30 y 40% la máxima sollicitación por piso del momento flector  $M_3$  negativo se da en el segundo piso y para las pendientes del 50-60 y 70% la máxima sollicitación se da en el tercer piso. Para todos los demás tipos de suelos se da el mismo comportamiento pero las sollicitaciones para el tipo de suelo S2 se incrementan en un 20% y para los tipos de suelos S3 y S4 estas sollicitaciones se incrementan en un 27% razón por la cual se omiten las graficas para los tipos de suelos S2, S3 y S4.

Si analizamos cada piso se observa que en el primer piso la sollicitación aumenta a medida que disminuye la pendiente.

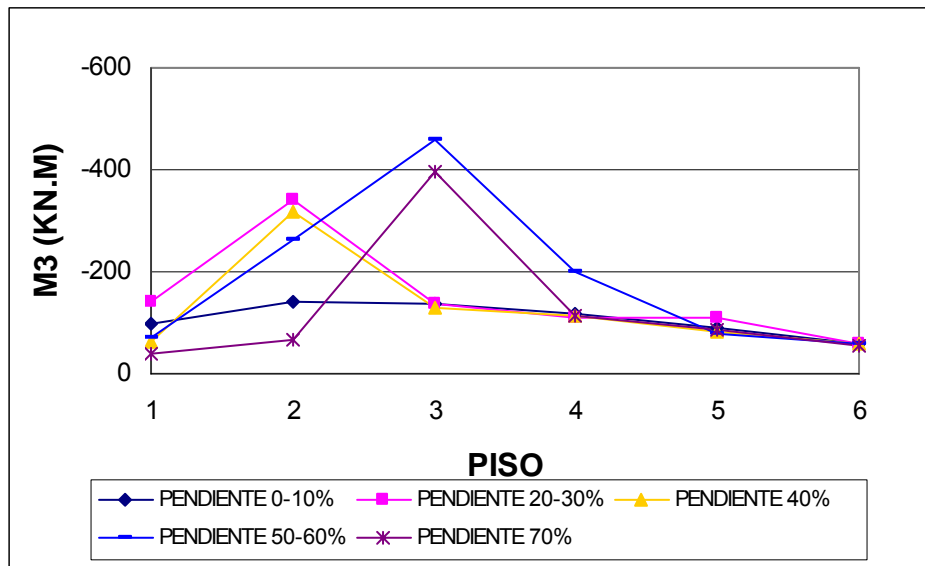


**Figura 5.22.** Variación de  $M_3$  (Y) negativo tipo de suelo S1 combo 100x+30y.

En la Figura 5.23 vemos como es la sollicitación en cada piso para el momento flector alrededor del eje Y de las columnas para las diferentes pendientes y el tipo de suelo S1 de la norma NSR-98 cuando se aplica el sismo en la dirección Y de cada modelo.

Como se ve en la Figura 5.23 para la pendiente del 0-10-20-30 y 40% la máxima sollicitación por piso del momento flector  $M_3$  negativo se da en el segundo piso y para las pendientes del 50-60 y 70% la máxima sollicitación se da en el tercer piso. Para todos los demás tipos de suelos se da el mismo comportamiento pero las sollicitaciones para el tipo de suelo S2 se incrementan en un 20% y para los tipos de suelos S3 y S4 estas sollicitaciones se incrementan en un 27% razón por la cual se omiten las graficas para los tipos de suelos S2, S3 y S4.

Si analizamos cada piso se observa que en el primer piso la sollicitación aumenta a medida que disminuye la pendiente.



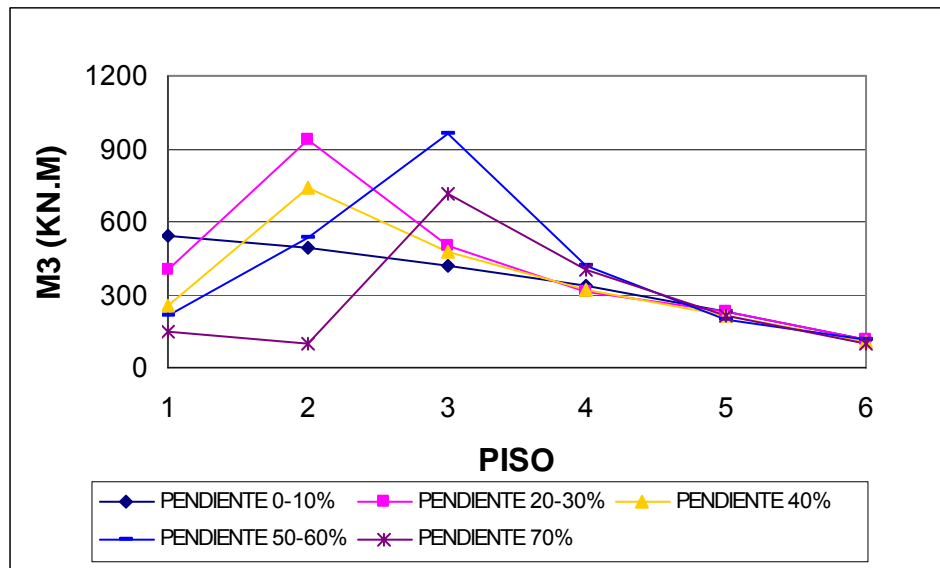
**Figura 5.23.** Variación de  $M_3$  (Y) negativo tipo de suelo S1 combo 30x+100y.

En la Figura 5.24 vemos como es la sollicitación máxima en cada piso para el momento flector alrededor del eje Y de las columnas para las diferentes pendientes y el tipo de suelo S1 de la norma NSR-98 cuando se aplica el sismo en la dirección X de cada modelo.

Como se ve en la Figura 5.24 para la pendiente del 0-10% la máxima sollicitación se da en el primer piso, para el 20-30 y 40% la máxima sollicitación por piso del momento flector  $M_3$  positivo se da en el segundo piso y para las pendientes del 50-60 y 70% la máxima sollicitación se da en el tercer piso.

Para todos los demás tipos de suelos se da el mismo comportamiento pero las sollicitaciones para el tipo de suelo S2 se incrementan en un 20% y para los tipos de suelos S3 y S4 estas sollicitaciones se incrementan en un 27% razón por la cual se omiten las graficas para los tipos de suelos S2, S3 y S4.

Si analizamos cada piso se observa que en el primer piso la sollicitación aumenta a medida que disminuye la pendiente.



**Figura 5.24.** Variación de  $M_3$  (Y) positivo tipo de suelo S1 combo 100x+30y.

En la Figura 5.25 vemos como es la sollicitación máxima en cada piso para el momento flector alrededor del eje Y de las columnas para las diferentes pendientes y el tipo de suelo S1 de la norma NSR-98 cuando se aplica el sismo en la dirección Y de cada modelo.

Como se ve en la Figura 5.25 para la pendiente del 0-10% la máxima sollicitación se da en el primer piso, para el 20-30 y 40% la máxima sollicitación por piso del momento flector  $M_3$  positivo se da en el segundo piso y para las pendientes del 50-60 y 70% la máxima sollicitación se da en el tercer piso.

Para todos los demás tipos de suelos se da el mismo comportamiento pero las sollicitaciones para el tipo de suelo S2 se incrementan en un 20% y para los tipos de suelos S3 y S4 estas sollicitaciones se incrementan en un 27% razón por la cual se omiten las graficas para los tipos de suelos S2, S3 y S4.

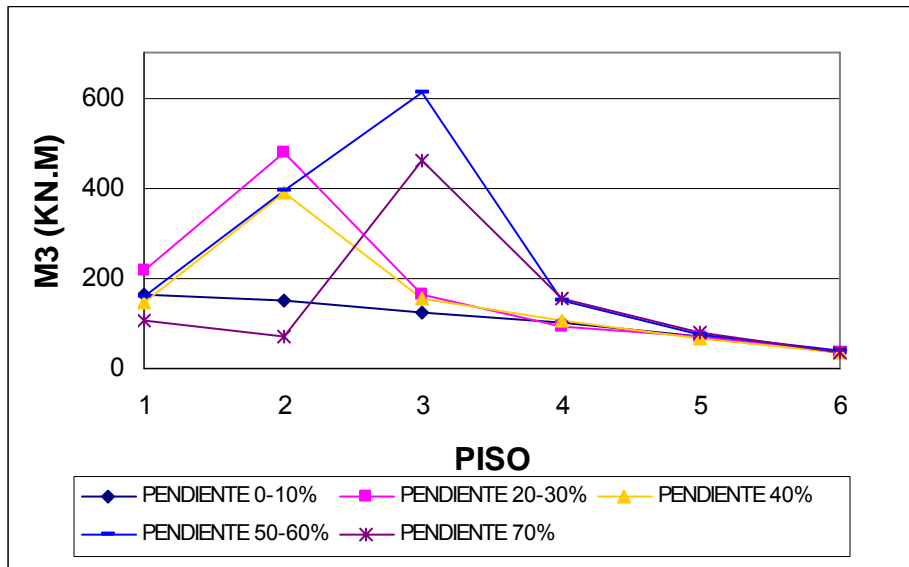


Figura 5.25. Variación de M3(Y) positivo tipo de suelo S1 combo 30x+100y.

#### 5.4. ANALISIS DE LOS MOMENTOS FLECTORES EN VIGAS DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES TENIENDO EN CUENTA LA VARIACIÓN DE LA PENDIENTE Y EL TIPO DE SUELO.

Las solicitaciones en las vigas se tendrán en cuenta a través del momento flector que por medio del programa SAP 2000 nos permite calcular estos valores en los elementos viga como el valor de M3-3 que se da alrededor del eje neutro de la sección de cada viga (Figura 5.26).

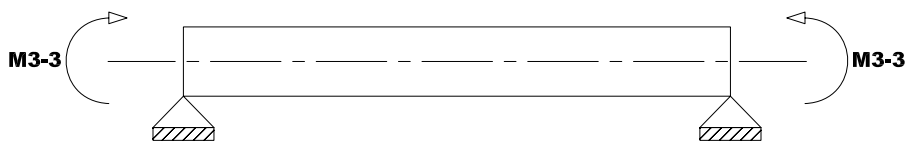


Figura 5.26. Esquema de Momento flector positivo en vigas.

Para las vigas se analizaron:

- El momento flector positivo máximo para la aplicación del sismo en dirección X.
- El momento flector positivo máximo para la aplicación del sismo en dirección Y.
- El momento flector negativo máximo para la aplicación del sismo en dirección X.
- El momento flector negativo máximo para la aplicación del sismo en dirección Y.

En la Figura 5.27 se muestra la variación del momento flector positivo (compresión arriba, tensión abajo en vigas) para el sismo aplicado en la dirección X.

En la Figura 5.28 se muestra la variación del momento flector positivo para las diferentes pendientes y tipo de suelo S1 al aplicar el sismo en la dirección Y.

De las dos figuras se puede apreciar que para las pendientes de 0 al 40% en el segundo piso se presenta la máxima sollicitación en las vigas por momento flector positivo, mientras que para las pendientes del 50-60 y 70% la máxima sollicitación se da en el tercer piso, porque el modelo estructural en base a la pendiente se le han disminuido vanos a los primeros pisos. Esto genera que los elementos columnas que se encuentran sobre la pendiente se vean mas afectados por desplazamiento influyendo en la sollicitación por momento en las vigas.

Cabe decir que para el tipo de suelo S1 la sollicitación es menor que para los tipos de suelos S2, S3, S4.

Si tomamos como base las sollicitaciones que se producen sobre las diferentes pendientes y el tipo de suelo S1 al colocar estos modelos con sus respectivas pendientes en un tipo de suelo S2 el incremento en las sollicitaciones es del 20% y si se colocan los modelos sobre un tipo de suelo S3 y S4 el incremento en los momentos flectores en vigas es del 27%.

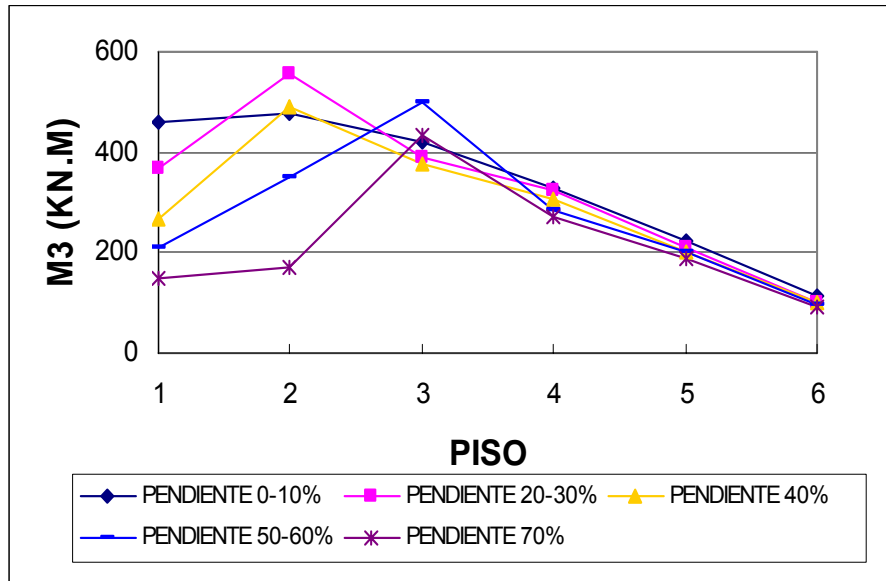


Figura 5.27. Variación del Momento Flector Positivo Máximo en Vigas para el Combo 100X+30Y. Tipo de suelo S1.

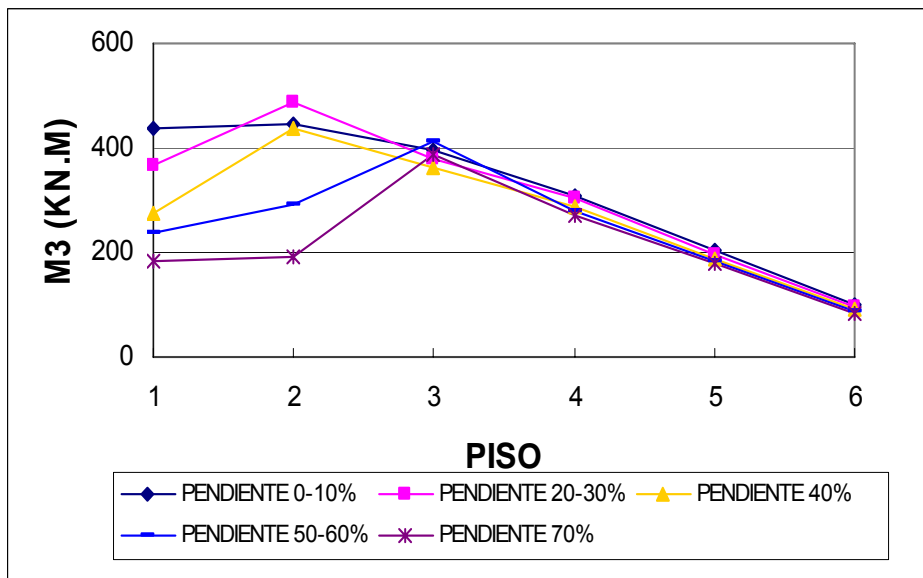


Figura 5.28. Variación del Momento Flector Positivo Máximo en Vigas para el Combo 30x+100y. Tipo de suelo S1.



En la Figura 5.29 se muestra la variación del momento flector negativo (compresión abajo, tensión arriba) para las diferentes pendientes y tipo de suelo S1 al aplicar el sismo en la dirección X.

Se tiene también que para el modelo de pendiente del 0-10% este presenta mayor sollicitación en los momentos flectores en cada piso generando una envolvente sobre las demás pendientes.

En la Figura 5.30 se muestra la variación del momento flector negativo y tipo de suelo S1 al aplicar el sismo en la dirección Y.

De las anteriores figuras para las pendientes del 0-10-20-30-40% en el segundo piso se presenta la máxima sollicitación en las vigas por momento flector negativo, mientras que para las pendientes del 50-60 y 70% la máxima sollicitación se da en el tercer piso por que los elementos columnas que se encuentran sobre la pendiente se vean mas afectados por desplazamiento influyendo en la sollicitación por momento en las vigas.

Si tomamos como base las sollicitaciones que se producen sobre las diferentes pendientes y el tipo de suelo S1 al colocar estos modelos con sus respectivas pendientes en un tipo de suelo S2 el incremento en las sollicitaciones es del 20% y si se colocan los modelos sobre un tipo de suelo S3 y S4 el incremento en los momentos flectores en vigas es del 27%.

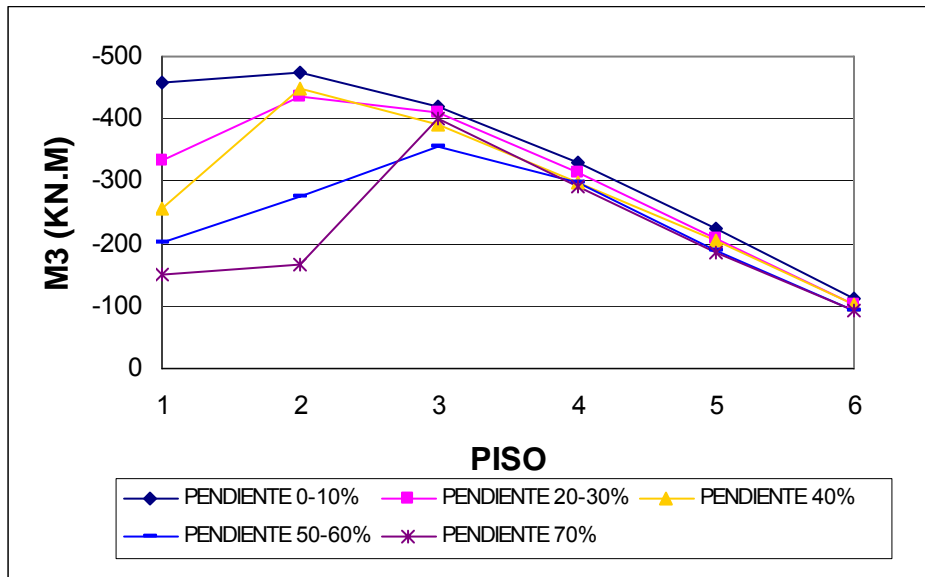


Figura 5.29. Variación del Momento Flector Negativo Máximo en Vigas para el Combo 100X+30Y. Tipo de suelo S1.

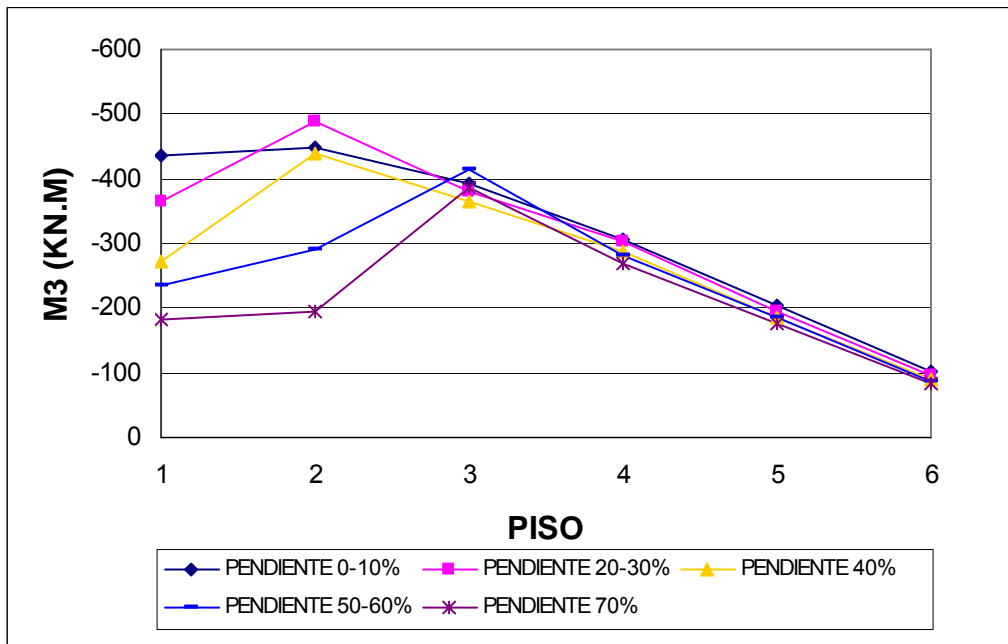


Figura 5.30. Variación del Momento Flector Negativo en Vigas para el Combo 30x+100y. Tipo de suelo S1.

## **5.5. ANALISIS DEL CORTANTE SISMICO EN LOS ELEMENTOS VIGA DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES.**

Para esto se analizo el cortante máximo producido en las vigas de cada piso en los diferentes modelos para cada pendiente y tipos de suelos según la NORMA NSR-98.

En la **Figura 5.31** podemos ver la variación del cortante al aplicar el sismo en la dirección X. En la Figura 5.32 se ve la variación del cortante al aplicar el sismo en la dirección Y.

En ambas figuras se aprecia que en cada modelo y para un tipo de suelo S1 la máxima sollicitación para las pendientes de 0-10-20-30-40% se dan en el segundo piso, mientras que para las pendientes del 50-60 y 70% la máxima sollicitación por cortante se da en el tercer piso.

En el tipo de suelo S2 la sollicitación en cada piso y pendiente se incrementa en un 20% y para el tipo de suelo S3 y S4 las sollicitaciones se incrementan en un 27% con relación al tipo de suelo S1.

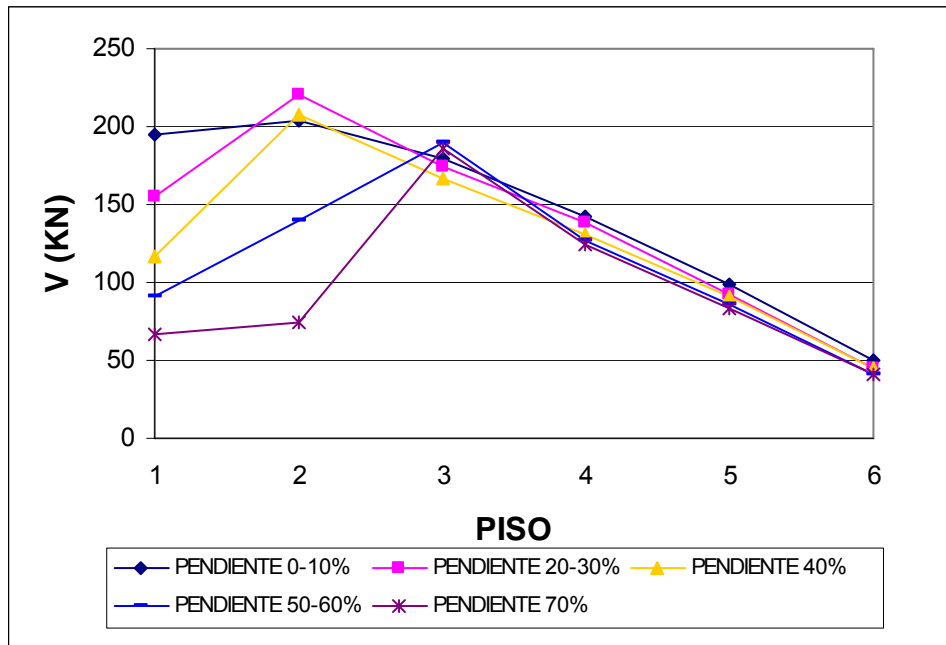


Figura 5.31. Variación del Cortante en Vigas para el Combo 100X+30Y. Tipo de suelo S1.

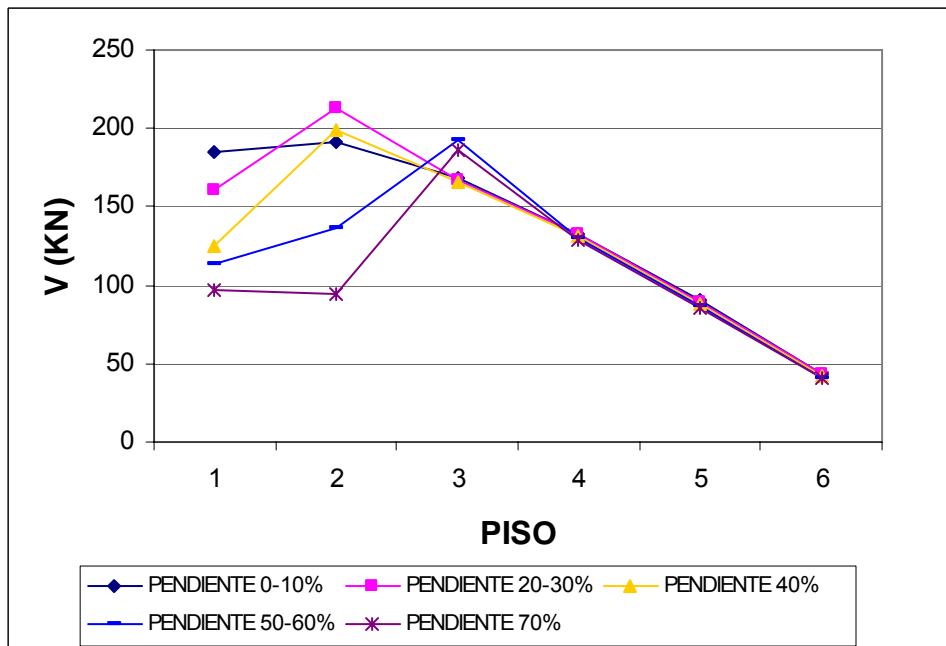


Figura 5.32. Variación del Cortante en Vigas para el Combo 30x+100y. Tipo de suelo S1.



## 5.6. DERIVAS

Se calcularon las derivas para las direcciones X y Y, para verificar en cual de las dos direcciones la edificación es mas vulnerable. Las respuestas mostradas aquí corresponden a las obtenidas para un tipo de suelo S1, representativo de las zonas de roca, haciendo luego una comparación con los resultados obtenidos con los tipos de suelo S2, S3 y S4.

Desde la Figura 5.33 hasta la Figura 5.45 se presentan las derivas máximas por cada piso, como una relación entre estas y la deriva máxima permitida por la NSR-98, siendo este valor equivalente al 1% de la altura del piso, dada por la Ecuación 5.2.

$$\%Der = \frac{\delta_{m\acute{a}x\_piso}}{\delta_{m\acute{a}x\_permitida}} \quad (\text{Ec. 5.1})$$

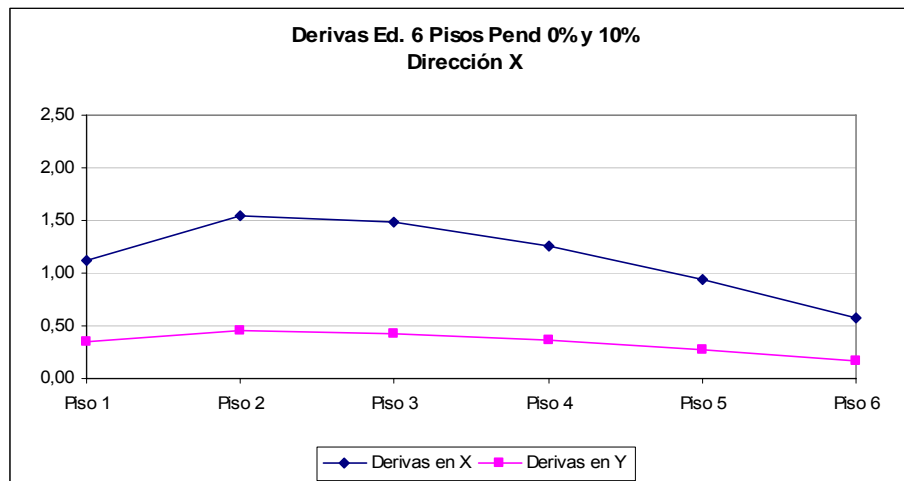
$$\%Der = \frac{Der\_m\acute{a}x\_piso}{0.01 * h_{piso}} \quad (\text{Ec. 5.2})$$

Esto indica que cuando la relación de la Ecuación 5.2 es mayor que uno, la deriva del piso en estudio es mayor que la máxima deriva permitida por la NSR-98.

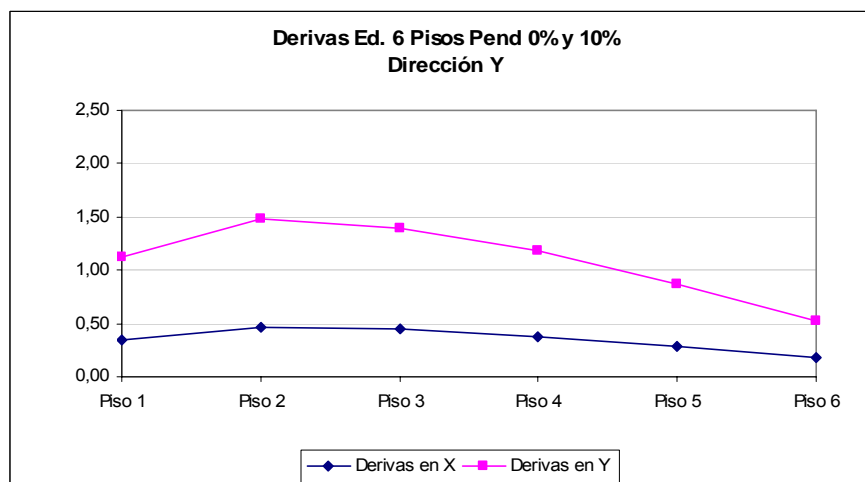
En la Figura 5.33 y en la Figura 5.34 se presenta el comportamiento de la estructura planteada para las pendientes del 0% y del 10% ante las fuerzas sísmicas correspondientes a este modelo (mostrados en el Capítulo 3, Construcción de modelos), planteándose para estas pendientes una edificación regular tanto en planta como en altura, siendo el comportamiento de esta el que se aprecia en las gráficas antes mencionadas, un comportamiento de flexión, el cual es normal para una estructura en estas condiciones, presentando los mayores desplazamientos en los niveles centrales, donde la mayor deriva se encuentra en el piso 2, la cual llega a ser casi 1.5 veces mayor que la permitida por la NSR-98.



En las dos direcciones de la aplicación del sismo se presentan respuestas similares en la estructura.



**Figura 5.33.** Derivas Edificio de 6 pisos Pendiente 0% y 10% Sismo en dirección X.



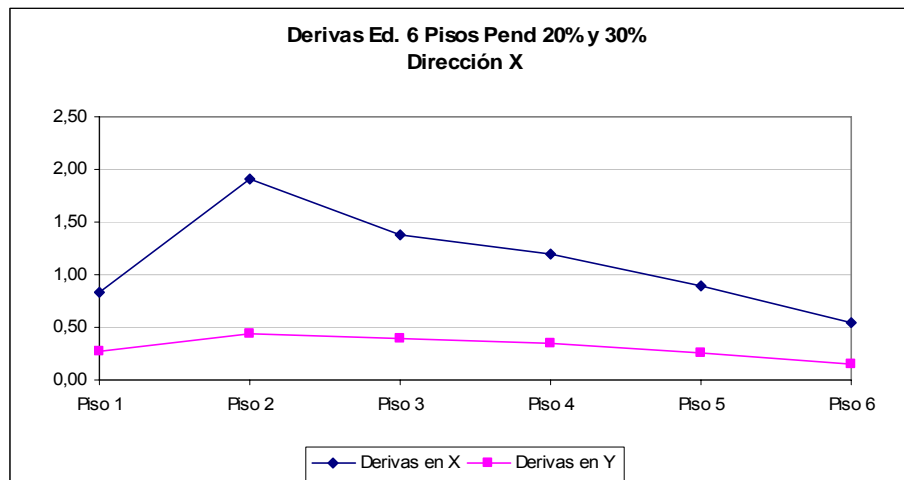
**Figura 5.34.** Derivas Edificio de 6 pisos Pendiente 0% y 10% Sismo en Dirección Y.

Para los modelos en una inclinación entre el 20 y 30% se puede apreciar en la Figura 5.35 que el desplazamiento en la dirección X producido por una fuerza sísmica en X, aumenta considerablemente la respuesta pasando de un valor de 1.5 respecto a la deriva máxima en el edificio de una superficie plana, a un valor



de 2.0, indicando que la configuración propuesta para las pendientes del 20% y 30%, presenta un aumento equivalente a un 33% más de la deriva que se presenta en un edificio en una pendiente del 0% y se incrementa el doble del permitido por la NSR-98. También se puede observar que no se presenta ninguna variación en el desplazamiento en la dirección Y, aunque se podría decir que esto ocurre por que estos pórticos no están en la dirección del sismo, pero se debe a que los pórticos que están en la dirección Y son más rígidos que los que se presentan en la dirección X.

También se debe tener en cuenta que la fuerza sísmica aplicada al modelo correspondiente a las pendientes de 20% y 30% disminuyó en un 5.1% con respecto a los modelos de la pendiente 0% y 10%, debido a que la masa de la estructura es menor al quitarle algunos vanos en los niveles.

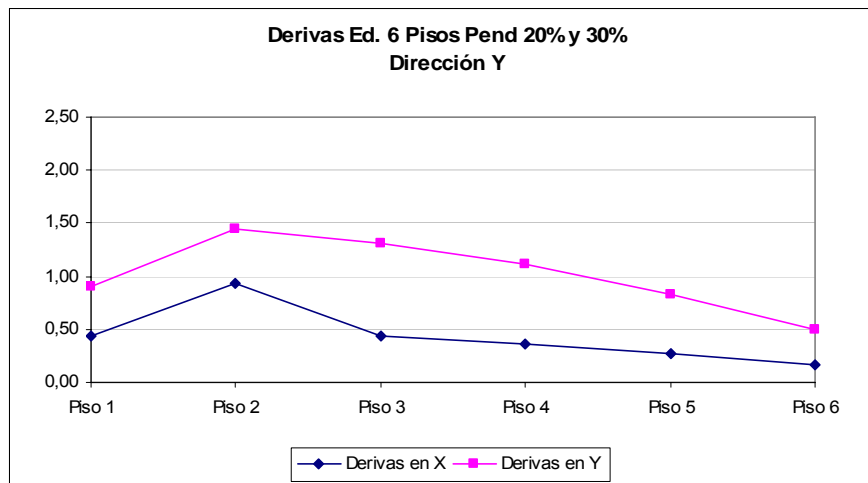


**Figura 5.35.** Derivas Edificio de 6 pisos Pendiente 20% y 30% Sismo en Dirección X.

En la Figura 5.36 se muestra los desplazamientos producidos por la fuerza sísmica en Y para la estructura ubicadas en las pendientes de 20% y 30%, que comparándola con el modelo del 0% no existe desplazamientos significativos en la dirección Y, manteniéndose casi iguales a aquellos, no ocurriendo lo mismo en la dirección X, que aunque la fuerza está aplicada en la dirección Y, existe un

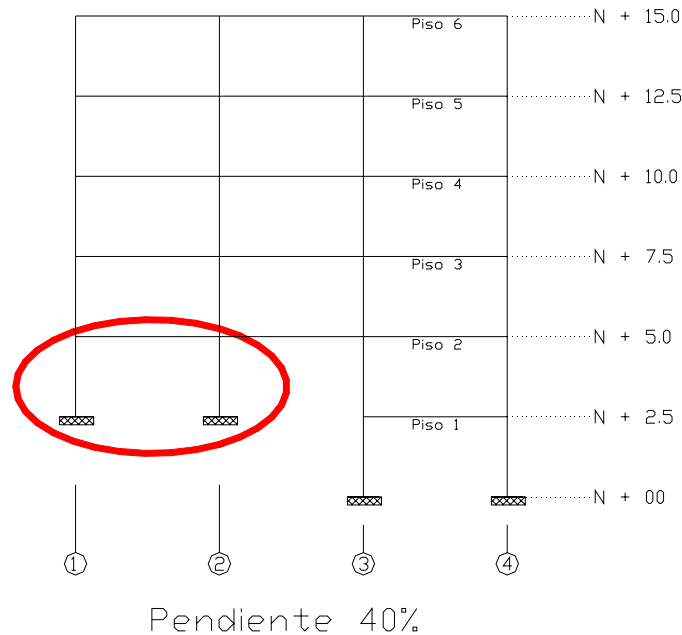


desplazamiento en el diafragma del segundo piso aumentándose más del doble de la respuesta en dirección X correspondiente a la edificación que se encuentra en una superficie plana. (Comparar Figura 5.34 y Figura 5.36).



**Figura 5.36.** Derivas Edificio de 6 pisos Pendiente 20% y 30% Sismo en Dirección Y.

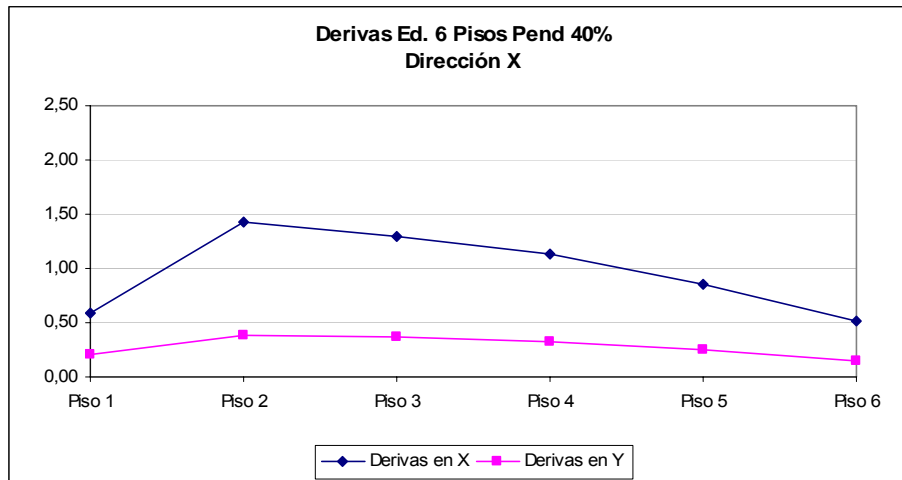
Como se pudo ver en la sección de cortante la sollicitación máxima en la estructura ubicada en una pendiente del 40%, es menor que la que se presenta en el modelo de 20% y 30%, debido a que se encuentran dos pórticos que están ubicados en el mismo nivel de cimentación (N +2.5). Por lo tanto la sollicitación se ve disminuida al repartirse entre los dos pórticos 1 y 2 (**Figura 5.37**), ocurriendo lo mismo en las derivas.



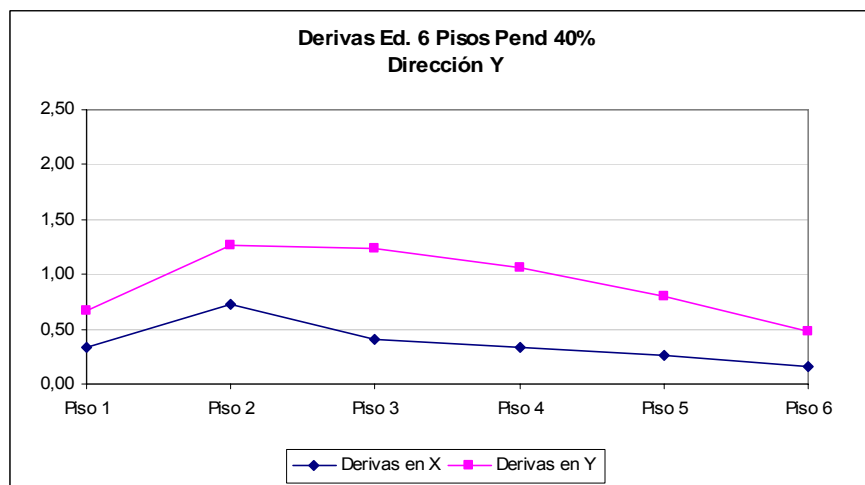
**Figura 5.37.** Pórticos 1 y 2 cimentados en el Nivel N+2.5 para la pendiente del 40%.

Para el modelo del 40% en la Figura 5.38 se observa que también existe un incremento significativo en las derivas del piso dos, aumentándose en un factor de 1.5 con respecto a la deriva máxima permitida por la norma, en la dirección X por la fuerza aplicada en esa misma dirección. Observando también que no existe un cambio relevante en el desplazamiento en la dirección Y por la fuerza sísmica aplicada en la dirección X.

Sin embargo para la fuerza sísmica aplicada en la dirección Y influye en el desplazamiento del diafragma en la dirección X, ocurriendo esta influencia por la sollicitación mayor de cortante en los pórticos de menor tamaño que tienen los pórticos de este modelo con respecto al edificio en una superficie plana (Figura 5.39). En la dirección Y el desplazamiento sigue sin una menor variación con respecto al modelo de comparación.



**Figura 5.38.** Derivas Edificio de 6 pisos Pendiente 40% Sismo en Dirección X.



**Figura 5.39.** Derivas Edificio de 6 pisos Pendiente 40% Sismo en Dirección Y.

En la Figura 5.40 se observa que debido a la configuración correspondiente al modelo de las pendientes del 50% y 60%, se presentan los mayores valores producidos por la fuerza sísmica en X de las derivas en el piso 2 y en el piso 3, con un valor considerablemente mayor que 2.0 veces la deriva máxima permitida por la NSR-98, produciéndose esto debido a la acumulación del cortante en nivel 3, por ser este el que tiene la cimentación en un nivel superior a los demás (N + 5.0). (**Figura 5.41**)

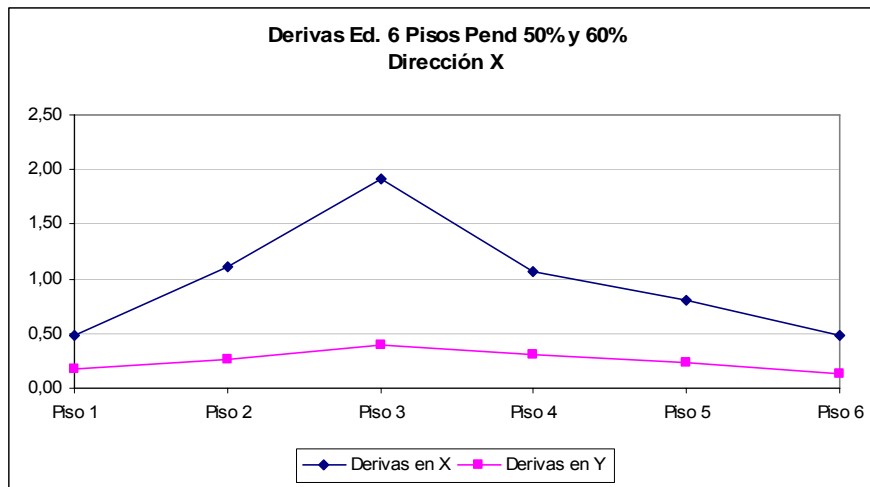


Figura 5.40. Derivas Edificio de 6 pisos Pendiente 50% y 60% Sismo en Dirección X.

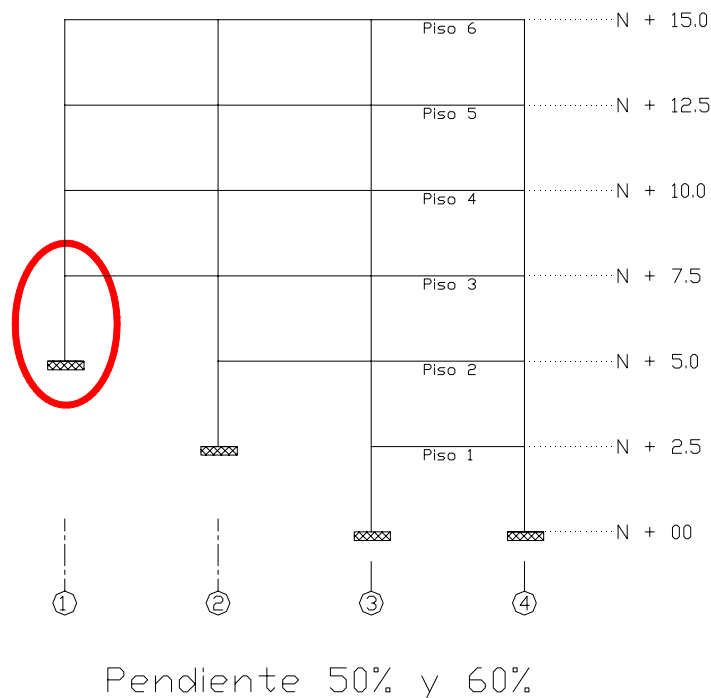
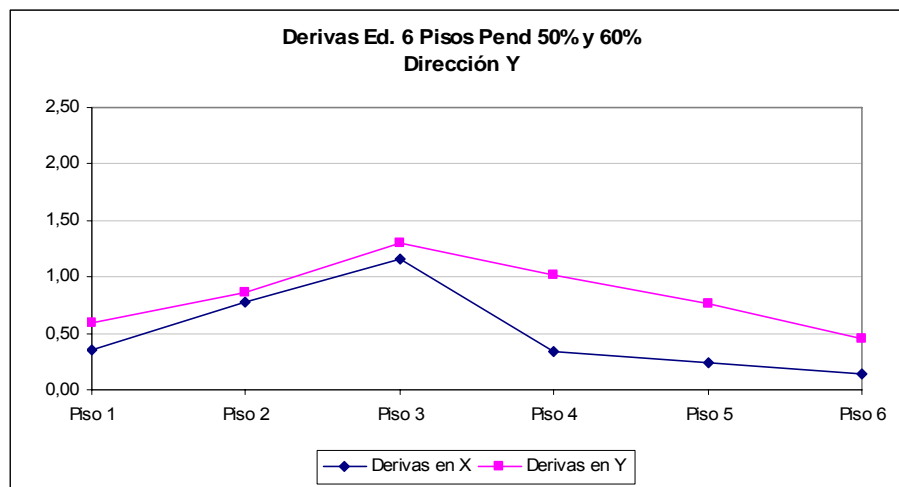


Figura 5.41. Pórtico 1 cimentado en el Nivel N+5.0 para la pendiente del 50% y 60%.

En la Figura 5.42 se puede observar la disminución de la rigidez relativa de los pórticos que están en la dirección X en comparación de los que están en la



dirección Y, viendo que aunque la fuerza sísmica esta en la dirección Y, el desplazamiento en X del diafragma es considerablemente grande, tal que llega a ser casi igual al desplazamiento en la dirección Y, teniendo en cuenta que solo se están aplicando los efectos ortogonales mencionados en la norma sismorresistente colombiana NSR-98 (en el capítulo A.3.6.3.2) donde se menciona que se tienen en cuenta los efectos ortogonales suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de la fuerzas sísmicas en una dirección Y, y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular. Interpretando con lo anteriormente dicho que para el modelo del edificio mostrado para la pendiente del 50 y el 60% en la dirección X, el 30% de las fuerzas sísmicas tiene casi el mismo efecto que el 100% de estas fuerzas en la dirección Y.

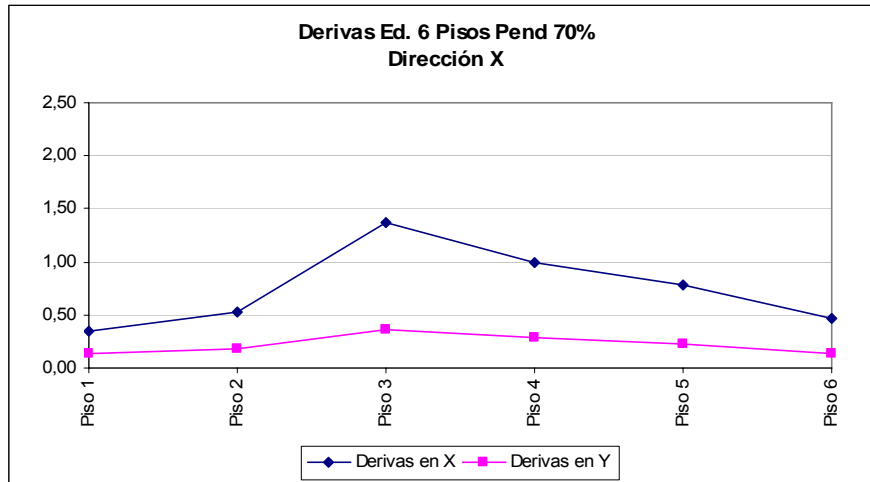


**Figura 5.42.** Derivas Edificio de 6 pisos. Pendiente 50% y 60% Sismo en Dirección Y.

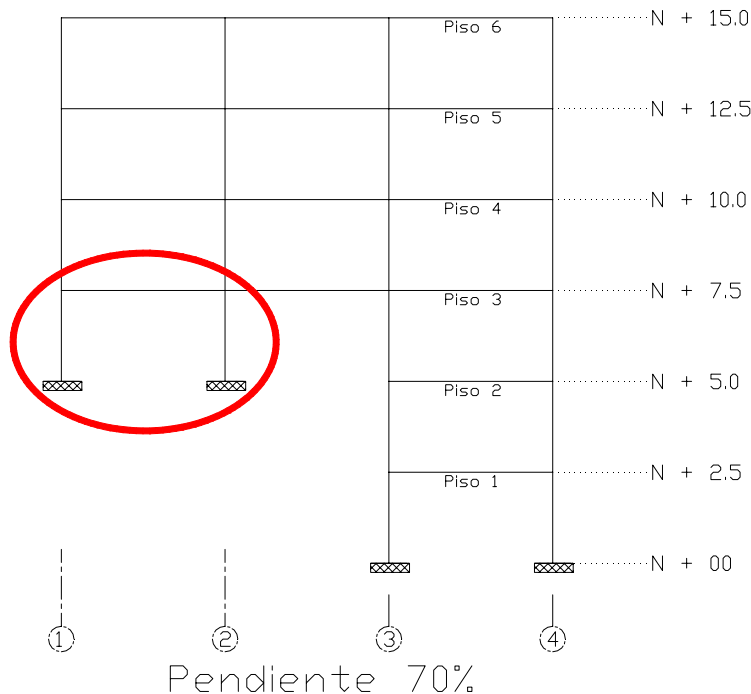
En la Figura 5.43 se muestra el efecto de las fuerzas sísmicas en la dirección X sobre el modelo planteado para la pendiente del 70%, donde se puede apreciar el desplazamiento máximo en el tercer piso, aunque este resultado es menor que el desplazamiento mostrado para los modelos del 50% y 60%, por la misma razón en que disminuyeron los resultados entre los modelos planteados del 40% comparados con los resultados obtenidos del 20% y 30%, siendo esta disminución



por la repartición de las fuerzas sísmicas en las cimentaciones que se encuentran en un nivel superior. (**Figura 5.44**).



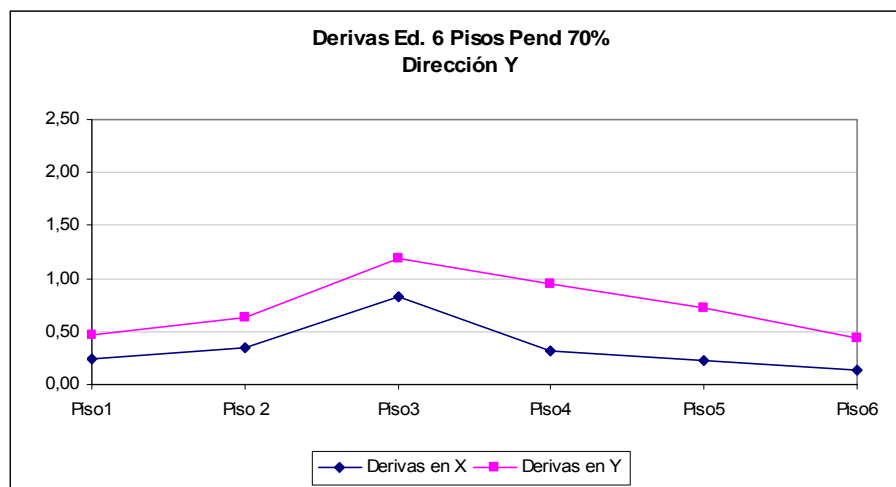
**Figura 5.43.** Derivas Edificio de 6 pisos. Pendiente 70% Sismo en Dirección X.



**Figura 5.44.** Pórticos 1 y 2 cimentados en el Nivel N+5.0 para la pendiente del 70%.



Se ve que los resultados para las fuerzas sísmicas aplicadas en la dirección Y para el modelo del 70% tienen el mismo efecto que se mencionó para los modelos del 50% y 60% en el que los efectos ortogonales en X tienen casi el mismo efecto de la fuerza sísmica cuando es aplicada en Y. A medida que va aumentando la pendiente los pórticos cimentados a niveles superiores van absorbiendo casi toda la fuerza sísmica aplicada en la dirección ortogonal.



**Figura 5.45.** Derivas Edificio de 6 pisos. Pendiente 70% Sismo en Dirección Y.

Las graficas anteriormente vistas corresponden a la respuesta de los modelos planteados en un tipo de suelo S1, para los demás tipos de suelos se presenta el mismo tipo de respuesta pero aumentando las ordenadas de las gráficas por un factor de 1.2 para los modelos asentados en un tipo de suelo S2 y por un factor de 1.27 para los modelos asentados en los tipos de suelos S3 y S4. En las tablas siguientes se resume las respuestas de los modelos ante las sollicitaciones sísmicas, presentadas para las fuerzas sísmicas en el Capítulo 4, (Definición de la acción sísmica) para el cual se mostraron las magnitudes de las fuerzas sísmicas para cada tipo de suelo y tipo de pendiente.

Las respuestas mostradas en las tablas siguientes al igual que las graficas mostradas anteriormente corresponden a la relación de las derivas máximas con respecto a la deriva máxima permitida por la NSR-98 la cual es igual al 1% de la altura del piso.

Desde Tabla 5.23 a la Tabla 5.25, se muestran las respuestas dadas para las fuerzas sísmicas aplicadas en la dirección X, y desde la Tabla 5.26 hasta la Tabla 5.28, se muestran las respuestas de los modelos correspondientes a las fuerzas sísmicas en Y.

**Tabla 5.23.** Relación de Derivas máximas para un tipo de suelo S1 y para la fuerza sísmica aplicada en la dirección X.

Tipo de suelo		S1
Comb 100X + 30Y		
Pendientes	Deriva en X	Deriva en Y
0%	1,55	0,45
10%	1,55	0,45
20%	1,90	0,44
30%	1,90	0,44
40%	1,43	0,38
50%	1,91	0,39
60%	1,91	0,39
70%	1,36	0,36

**Tabla 5.24.** Relación de Derivas máximas para un tipo de suelo S2 y para la fuerza sísmica aplicada en la dirección X.

Tipo de suelo		S2
Comb 100X + 30Y		
Pendientes	Deriva en X	Deriva en Y
0%	1,86	0,54
10%	1,86	0,54
20%	2,28	0,53
30%	2,28	0,53
40%	1,72	0,45
50%	2,29	0,47
60%	2,29	0,47
70%	1,64	0,43

**Tabla 5.25.** Relación de Derivas máximas para un tipo de suelo S3 y S4, y para la fuerza sísmica aplicada en la dirección X.

Tipo de suelo		S3 y S4
Comb 100X + 30Y		
Pendientes	Deriva en X	Deriva en Y
0%	1,97	0,57
10%	1,97	0,57
20%	2,42	0,56
30%	2,42	0,56
40%	1,82	0,48
50%	2,42	0,50
60%	2,42	0,50
70%	1,73	0,46

Aunque los pórticos más susceptibles son los que están ubicados en la dirección X, también es relevante mostrar los resultados presentados por la acción sísmica



en la dirección Y, debido a que los pórticos mencionados responden de manera crítica al efecto ortogonal en X que corresponde al 30% de la fuerza sísmica en Y.

**Tabla 5.26.** Relación de Derivas máximas para un tipo de suelo S1 y para la fuerza sísmica aplicada en la dirección Y.

Tipo de suelo		S1
Comb 30X + 100Y		
Pendientes	Deriva en X	Deriva en Y
0%	0,47	1,46
10%	0,47	1,46
20%	0,93	1,45
30%	0,93	1,45
40%	0,72	1,26
50%	1,16	1,30
60%	1,16	1,30
70%	0,83	1,20

**Tabla 5.27.** Relación de Derivas máximas para un tipo de suelo S2 y para la fuerza sísmica aplicada en la dirección Y.

Tipo de suelo		S2
Comb 30X + 100Y		
Pendientes	Deriva en X	Deriva en Y
0%	0,56	1,76
10%	0,56	1,76
20%	1,12	1,74
30%	1,12	1,74
40%	0,87	1,51
50%	1,39	1,56
60%	1,39	1,56
70%	1,00	1,44



**Tabla 5.28.** Relación de Derivas máximas para un tipo de suelo S3 y S4, y para la fuerza sísmica aplicada en la dirección Y.

Tipo de suelo		S3 y S4
Comb 30X + 100Y		
Pendientes	Deriva en X	Deriva en Y
0%	0,59	1,86
10%	0,59	1,86
20%	1,18	1,84
30%	1,18	1,84
40%	0,92	1,60
50%	1,47	1,65
60%	1,47	1,65
70%	1,06	1,52

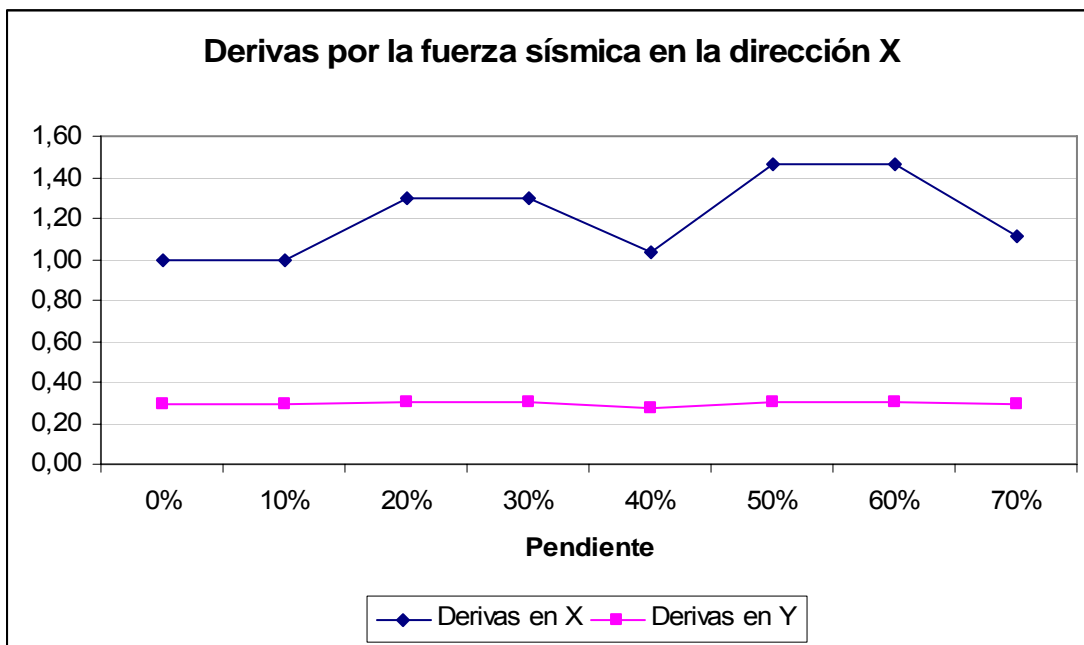
Se tiene presente que las comparaciones hechas, tienen para cada modelo una fuerza sísmica diferente de acuerdo a la configuración permitida por la pendiente, por lo tanto se normalizaron las respuestas de tal manera que la respuesta dada para la pendiente del 0% fuera igual a 1, y que las respuestas dadas en las demás modelos para cada una de las pendientes reflejara la variación dada por la configuración planteada para la respectiva inclinación. Para los diferentes tipos de suelos tratados la respuesta es la misma por lo tanto los resultados se pueden resumir en la Tabla 5.29 y en la Tabla 5.30 y en la Figura 5.46 y la Figura 5.47.

En la Figura 5.46 y en la Figura 5.47 se puede ver un ligero aumento si se traza una línea, en las respuestas por deriva en la dirección X, mostrándose una mayor variación cuando la aplicación del sismo está en la dirección Y, es decir en la dirección perpendicular a la pendiente.



**Tabla 5.29.** Respuesta de las derivas en la dirección X normalizadas de acuerdo a la fuerza sísmica aplicada.

Comb 100X + 30Y		
Pendientes	Deriva en X	Deriva en Y
0%	1,00	0,29
10%	1,00	0,29
20%	1,29	0,30
30%	1,29	0,30
40%	1,03	0,27
50%	1,46	0,30
60%	1,46	0,30
70%	1,11	0,29

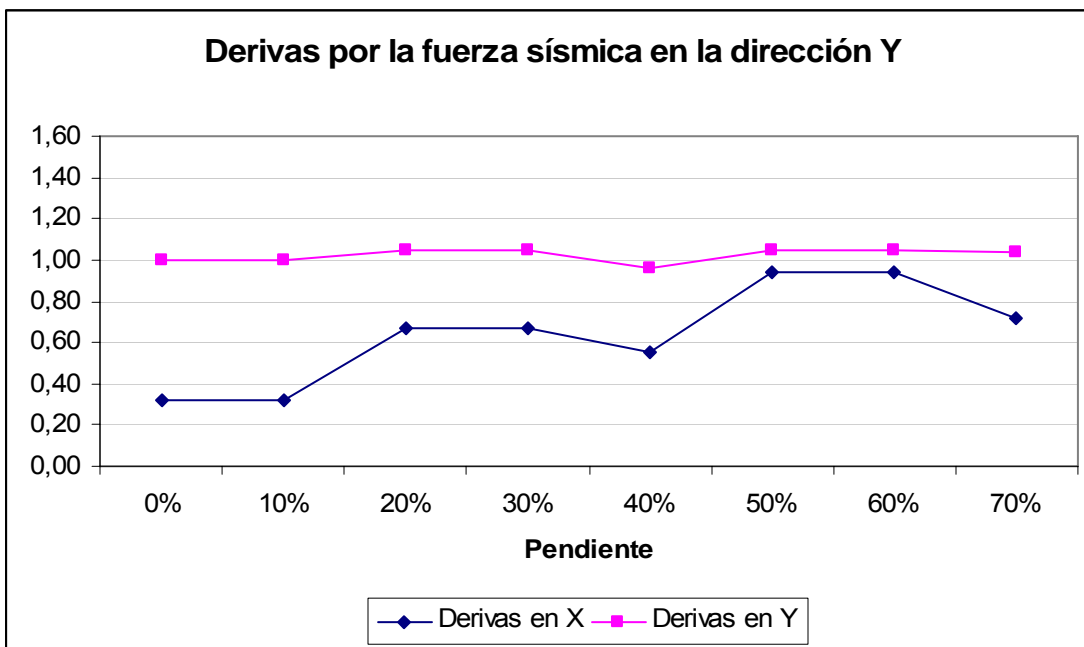


**Figura 5.46.** Respuesta de las derivas en la dirección X normalizadas de acuerdo a la fuerza sísmica aplicada.



**Tabla 5.30.** Respuesta de las derivas en la dirección Y normalizadas de acuerdo a la fuerza sísmica aplicada.

Comb 30X + 100Y		
Pendientes	Deriva en X	Deriva en Y
0%	0,32	1,00
10%	0,32	1,00
20%	0,67	1,04
30%	0,67	1,04
40%	0,55	0,96
50%	0,94	1,05
60%	0,94	1,05
70%	0,72	1,03



**Figura 5.47.** Respuesta de las derivas en la dirección Y normalizadas de acuerdo a la fuerza sísmica aplicada.

## **5.7. CUANTÍA MÁXIMA EN LOS ELEMENTOS POR PISO**

Para cada uno de los modelos planteados en las diferentes pendientes que se están trabajando en este proyecto, se calcularon los máximos valores de acero de diseño solicitados por las fuerzas sísmicas de diseño aplicadas sobre cada uno de ellos. Los modelos cuentan con dimensiones que no cumplen el reglamento sismorresistente (se plantea modelos con columnas de 40X40cm y vigas de 40x35cm) debido a que el diseño lo controlan las derivas produciendo como mínimo dimensiones de 50x50cm en las columnas y 45x45 en vigas para un tipo de suelo S1. Para las dimensiones antes mencionadas, al ser las derivas controladoras del diseño, las cuantías que se presentan en cada uno de los elementos son las mínimas reduciendo este resultado a que no presenta variaciones en los valores de la cuantía para realizar las comparaciones.

Como el objetivo del proyecto no es diseñarlas edificaciones modeladas, si no presentar resultados de variación por la pendiente sobre estas, las dimensiones planteadas nos muestran las diferentes variaciones que presentan las columnas y las vigas ante las fuerzas sísmicas de diseño que probablemente pueden ocurrir en la estructura.

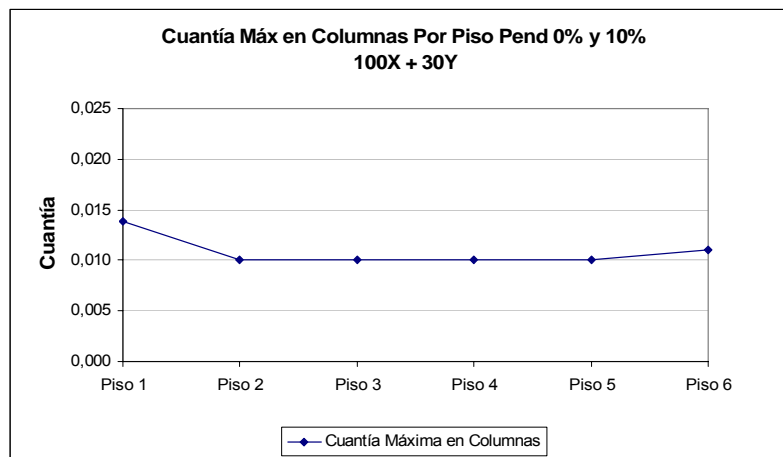
### **5.7.1. Cuantía máxima en columnas**

Las secciones de las columnas son las mostradas en la Figura 3.10 en el numeral de construcción del modelo en el que se muestran columnas de sección de 40X40 y con una altura de 2.5m. Para las columnas se presentan los resultados para las dos diferentes combinaciones de direcciones ortogonales que se plantearon en el proyecto. Mostrando por cada pendiente las dos graficas correspondientes a las combinaciones de direcciones ortogonales.

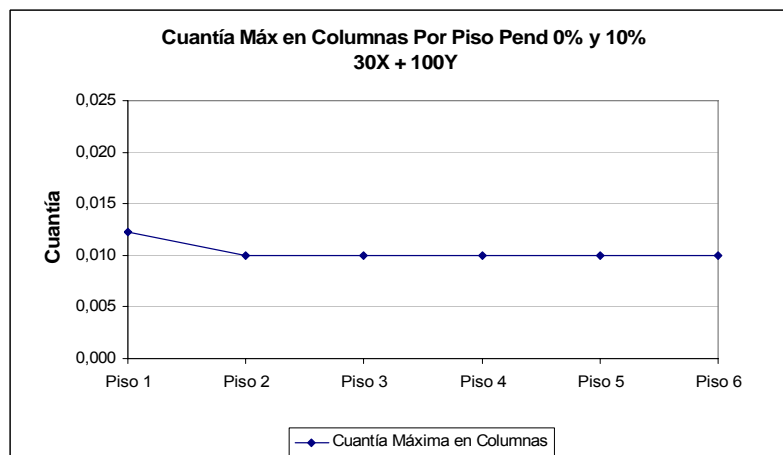
En la edificación de 6 pisos sobre una superficie plana y con una pendiente del 10% las cuantías solicitadas en las columnas son las mínimas, como se puede



apreciar en la Figura 5.48, presentándose un ligero aumento en las columnas del primer y en el quinto piso lo cual es debido a los desplazamientos que se presentan en estos niveles. Las graficas son similares tanto para la fuerza sísmica aplicada en la dirección X, como en Y, sin una mayor variación. Los resultados que se presentan aquí servirán como punto de comparación con los demás resultados que se presentan en las diferentes pendientes por cada una de las fuerzas sísmicas correspondientes.



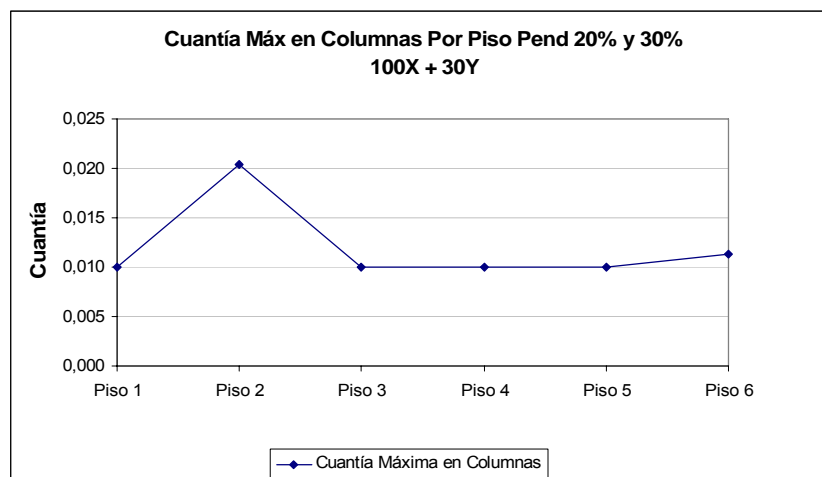
**Figura 5.48.** *Cuantías Máximas en Columnas. Edificio de 6 pisos Pendiente 0% y 10%. Combinación 100X+30Y.*



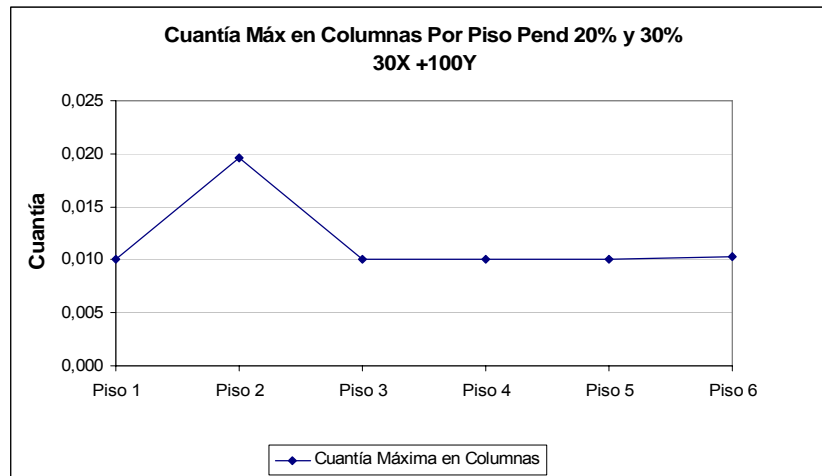
**Figura 5.49.** *Cuantías Máximas en Columnas. Edificio de 6 pisos Pendiente 0% y 10%. Combinación 30X+100Y.*



Las columnas para el modelo planteado para la pendiente del 20% y del 30% presentan un gran aumento en la sollicitación para el 2º piso, debido a que existe una gran acumulación del cortante por presentarse una cimentación en un nivel más alto que las demás cimentaciones de la estructura (N+2.5) (Figura 5.50 y Figura 5.51). Al presentarse esta situación la cuantía solicitada en las columnas del segundo nivel aumentan de una manera considerable en más del doble de lo que se presentó para el modelo que se encuentra en una superficie plana. En los demás niveles se presenta la cuantía mínima, con resultados similares al presentado para el modelo en las pendientes del 0% y 10% para esos mismos niveles. Se nota en las figuras mencionadas que la sollicitación para las dos direcciones del sismo, obtienen de la estructura una respuesta parecida en el segundo piso, mostrando que el pórtico más corto de la estructura es crítico para las dos direcciones.

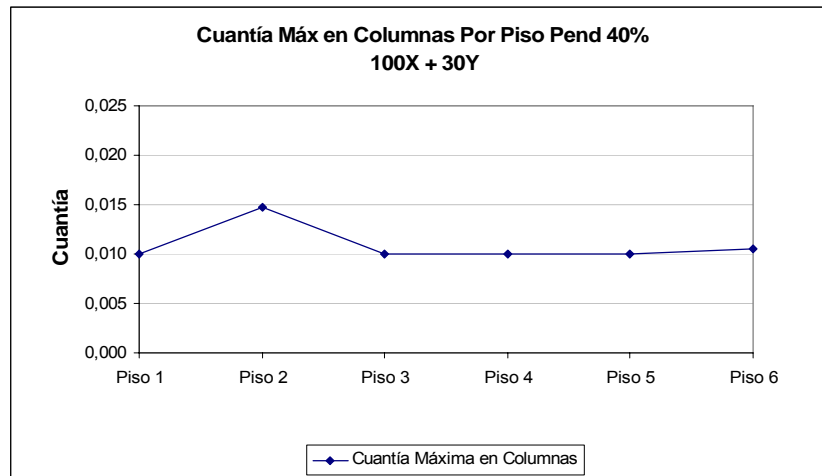


**Figura 5.50.** Cuantías Máximas en Columnas. Edificio de 6 pisos Pendiente 20% y 30%. Combinación de 100X + 30Y.

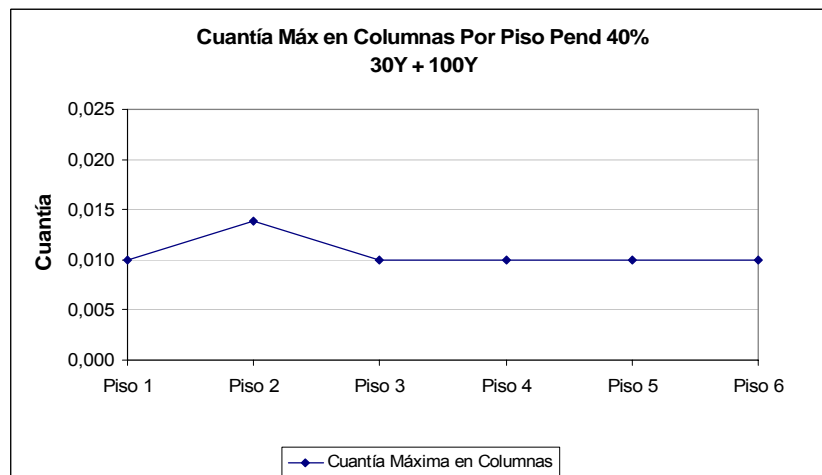


**Figura 5.51.** *Cuantías Máximas en Columnas. Edificio de 6 pisos Pendiente 20% y 30%. Combinación de 30X + 100Y.*

Para la estructura planteada para la pendiente del 40% también se presenta un aumento en la sollicitación en las columnas del segundo piso, aunque con valor menor que el presentado para la configuración del modelo de la pendiente del 20% y del 30%, debiéndose esta diferencia a que la fuerza sísmica se distribuye en los dos pórticos 1 y 2 que se encuentran en el nivel más alto de cimentación en el modelo del 40%, contra el pórtico 1, que resiste solo la fuerza sísmica en el modelo del 20%. Las cuantías obtenidas para los combos de diseño para cada una de las direcciones de aplicación del sismo se pueden ver en la Figura 5.52 y en la Figura 5.53.



**Figura 5.52.** Cuantías Máximas en Columnas. Edificio de 6 pisos Pendiente 40%. Combinación de 100X + 30Y.

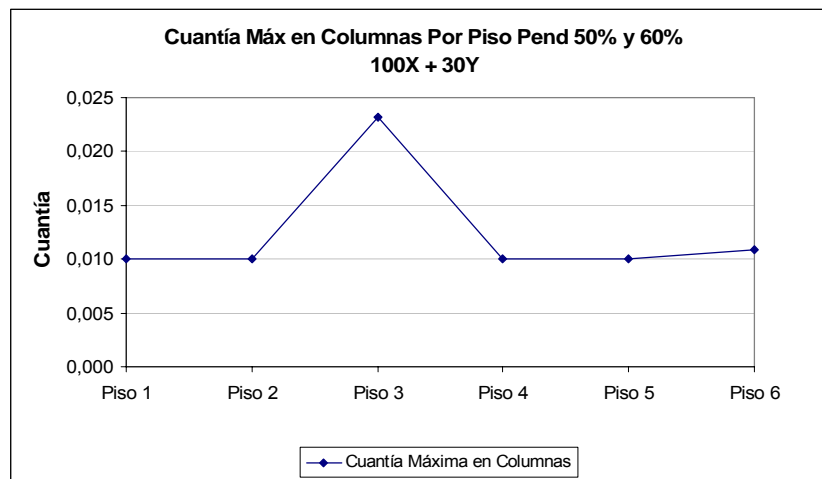


**Figura 5.53.** Cuantías Máximas en Columnas. Edificio de 6 pisos Pendiente 40%. Combinación de 30X + 100Y.

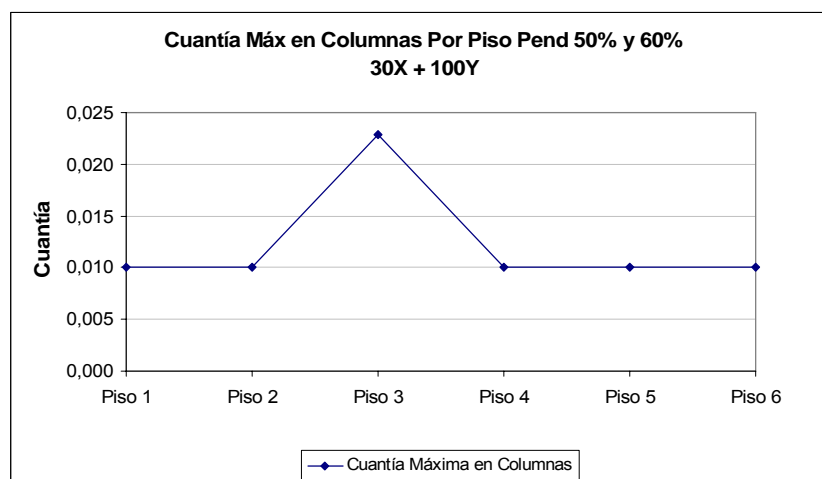
A diferencia de las respuestas presentadas para los dos modelos anteriores para las pendientes del 20% y 30% y para la pendiente del 40%, el modelo del 50% presenta una gran sollicitación de refuerzo en el tercer piso, aumentándose en una proporción en más de 2.0 veces la cuantía presentada para el modelo de comparación de pendiente del 0%, debiéndose en gran manera en la acumulación de la fuerza sísmica en la cimentación que se encuentra en un nivel (N + 5.0),



siendo como se ha mencionado antes porque este pórtico absorbe más del 60% de la fuerza producida por el sismo. En la Figura 5.54 y en la Figura 5.55 se muestra la cantidad de acero solicitada en el modelo del 50% y 60% para las dos direcciones de aplicación del sismo donde la soliciaci n máxima se presenta en las columnas del pórtico 1, específicamente en la columna A-1.



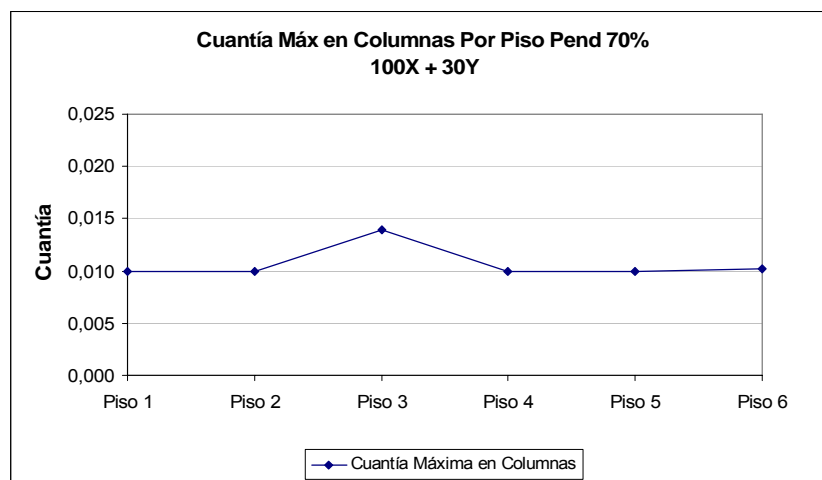
**Figura 5.54.** *Cuantías Máximas en Columnas. Edificio de 6 pisos Pendiente 50% y 60%. Combinación 100X + 30Y.*



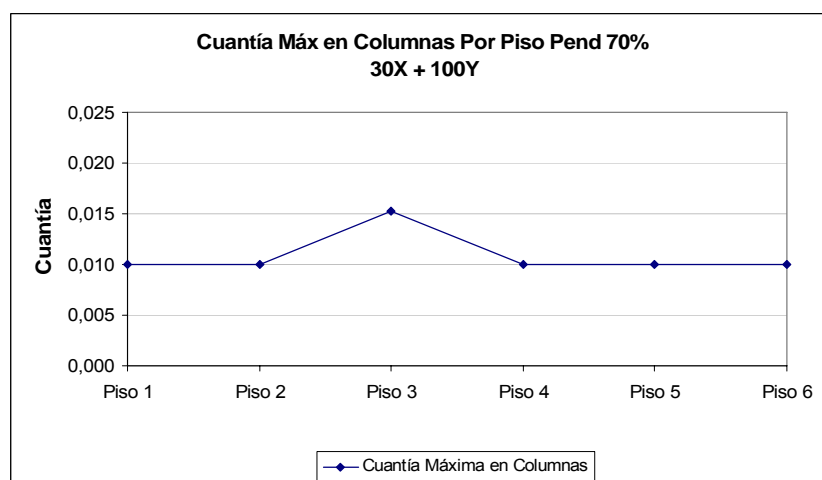
**Figura 5.55.** *Cuantías Máximas en Columnas. Edificio de 6 pisos Pendiente 50% y 60%. Combinación 100X + 30Y.*



En la Figura 5.56 y en la Figura 5.57 se aprecia que la sollicitación producida en el modelo del 70% es menor que la producida en el modelo planteada del 50% y 60%, debido a que se encuentran dos pódicos en el mismo nivel de cimentación repartiéndose la fuerza sísmica solicitada, parecido al caso del modelo correspondiente a la pendiente del 40%. De todas maneras se ve que la sollicitación es mayor en el tercer piso, en casi 1.5 veces de la respuesta presentada en la edificación de una pendiente 0%.



**Figura 5.56.** Cuantías Máximas en Columnas. Edificio de 6 pisos Pendiente 70%. Combinación 100X + 30Y.



**Figura 5.57.** Cuantías Máximas en Columnas. Edificio de 6 pisos Pendiente 70%. Combinación 30X + 100Y.

A continuación en la Figura 5.58 y en la Figura 5.59 se muestran las cuantías máximas en columnas para cada uno de los tipos de suelos tratados en este proyecto para las fuerzas sísmicas en la dirección X y en la dirección Y. Donde se puede ver el comportamiento mostrado en los parámetros anteriores, que se conserva, presentándose las mayores sollicitaciones para los edificios que tiene solo una línea de pórticos en un nivel superior de cimentación, mostrando los resultados correspondientes a cada tipo de suelo.

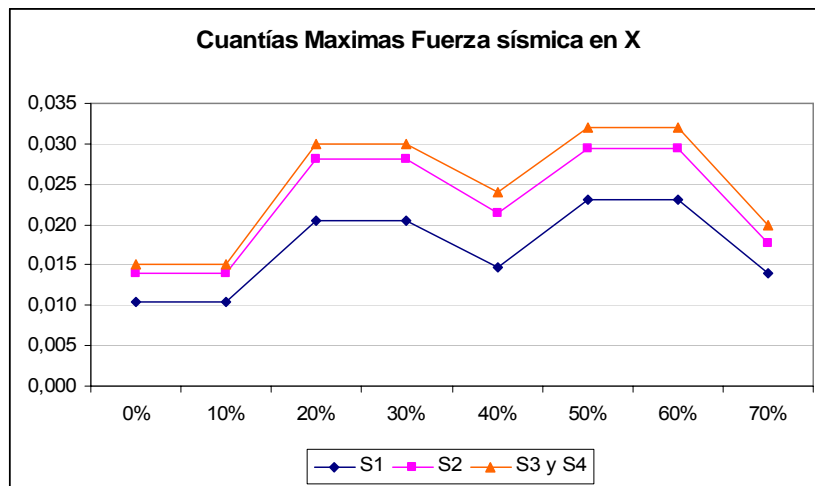


Figura 5.58. Cuantías para la fuerza sísmica en X.

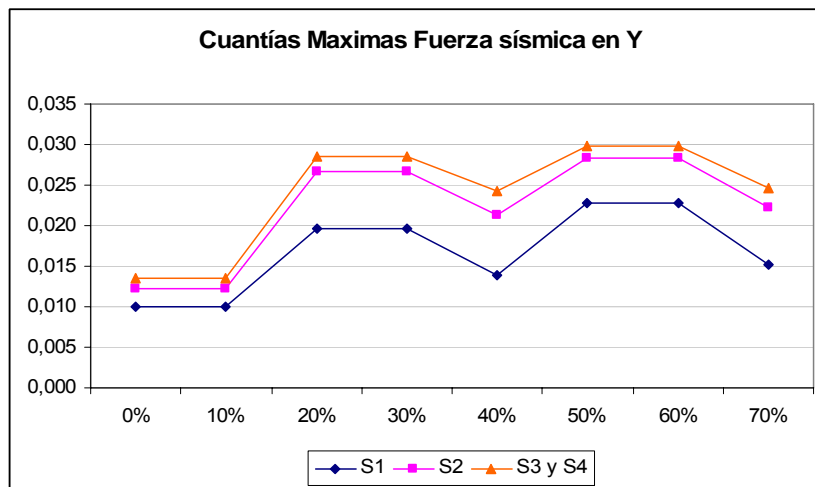
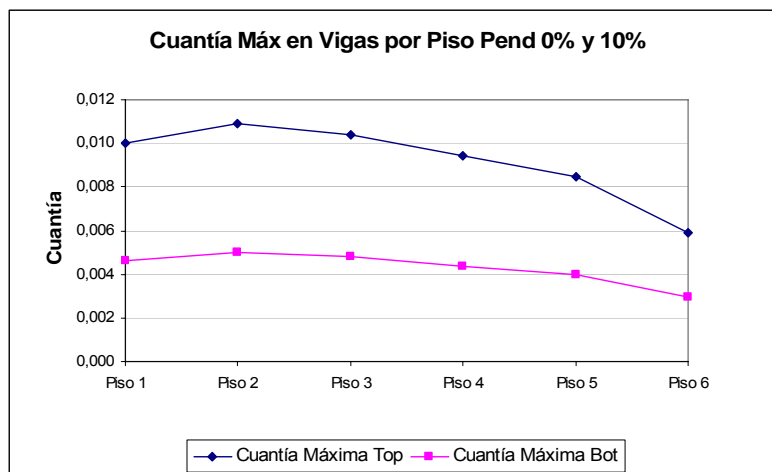


Figura 5.59. Cuantías para la fuerza sísmica en Y.



### 5.7.2. Cuantía máxima en vigas

En cuanto a las vigas, la sección que se trabajó es de 40cm de alto por 35cm de ancho mostrada anteriormente en la Figura 3.11, con una longitud entre ejes de 4.5 m. En las vigas por presentar poca variación se tomó los resultados debidos a la envolvente de las fuerzas de diseño de las dos direcciones. Desde la Figura 5.60 hasta la Figura 5.64 se presentan esquematizados en unas graficas los resultados correspondientes a la cuantía presentadas en las vigas.



**Figura 5.60.** Cuantías Máximas en Vigas Edificio de 6 pisos Pendiente 0% y 10%.

La Figura 5.60 corresponde a la cuantía generada por las fuerzas sísmicas en un edificio de 6 pisos regular en altura y en planta, teniendo las máximas sollicitaciones en los pisos centrales, siendo el mayor solicitado el segundo piso. Donde se presenta cuantías cercanas a 0.012 para el refuerzo negativo de la viga y de 0.005 para el refuerzo positivo del elemento, lo cual es normal para esta situación.

Si se observa la Figura 5.61, las sollicitaciones máximas en el modelo del 20 y 30% son muy parecidas a las presentadas por el modelo de la pendiente del 0 y 10%, pero presentándose un cambio en el nivel donde se muestran las respuestas

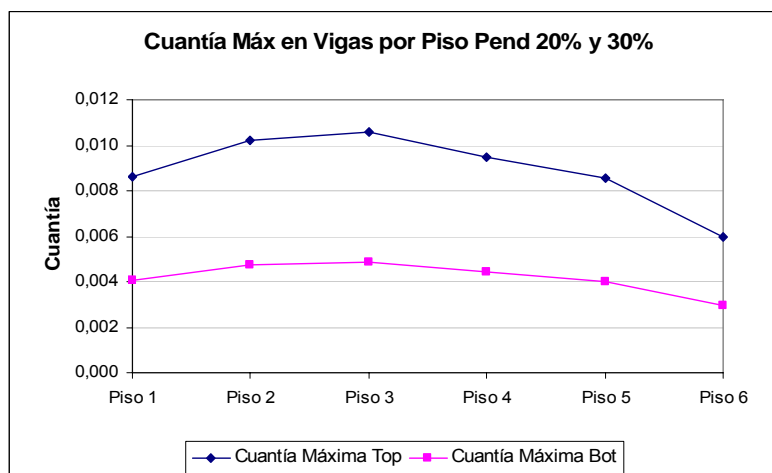


máximas tanto del refuerzo positivo como negativo, que para este modelo se da en el tercer piso, permaneciendo los demás solicitaciones en las vigas de los demás niveles sin un mayor variación.

Ya para las respuestas del modelo de la pendiente del 40%, mostrado en la Figura 5.62, donde se presenta el mismo comportamiento del modelo del 20 y 30%, con una leve disminución en las solicitaciones máximas del segundo y tercer nivel.

Para los modelos del 50, 60 y 70%, mostrados en la Figura 5.63 y en la Figura 5.64, las cuantías solicitadas se ven disminuidas debido a que la fuerza sísmica aplicada se va haciendo menor a medida que se disminuyendo la masa para los modelos planteados. Pero se puede observar que las solicitaciones son mayores para los pisos 3 y 4, disminuyendo en comparación con los demás modelos antes mencionados los valores correspondientes a los pisos 1 y 2.

En conclusión las solicitaciones en cuanto a las cuantías en las vigas no se afectan mucho en el aumento de los valores al ir en crecimiento la pendiente.



**Figura 5.61.** Cuantías Máximas en Vigas Edificio de 6 pisos Pendiente 20% y 30%.

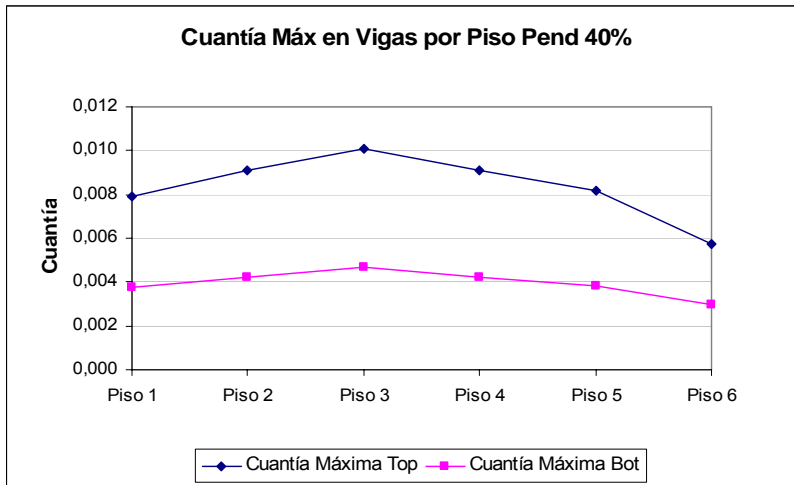


Figura 5.62. Cuantías Máximas en Vigas Edificio de 6 pisos Pendiente 40%.

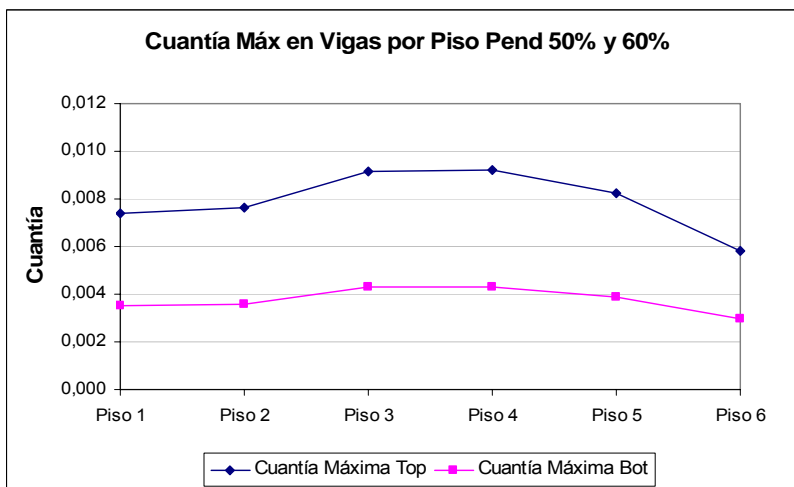
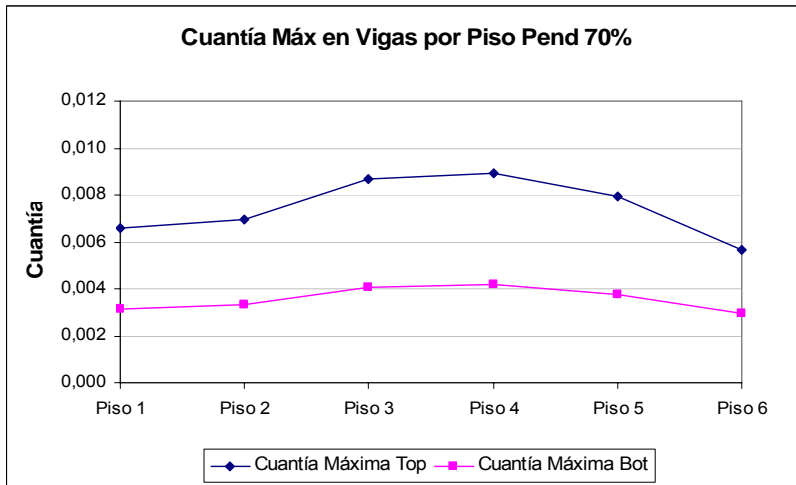


Figura 5.63. Cuantías Máximas en Vigas Edificio de 6 pisos Pendiente 50% y 60%.



**Figura 5.64.** *Cuantías Máximas en Vigas Edificio de 6 pisos Pendiente 70%.*

## 5.8. PERIODO Y PARTICIPACIÓN MODAL

Se realizó también el Análisis Modal Elástico, para cada uno de los modelos planteados para cada pendiente, analizándolos solo para los tres primeros modos de vibración que al encontrarse los modelos en el rango de edificios de mediana altura, estos serían los que tendrían mayor participación de la masa del sistema<sup>24, 25</sup>.

Los resultados obtenidos se pueden observar en la Tabla 5.31 donde se muestran los periodos, las frecuencias y razón de participación de la masa total de cada modelo en cada uno de los tres modos de vibración analizados.

Como se pudo ver anteriormente, a medida que se iba aumentando la pendiente, los modelos pertenecientes a cada una de estas va disminuyendo su masa, por tal razón el periodo dominante de cada modelo, va siendo menor que el periodo dominante del modelo anterior.

Se puede ver que para los modelos planteados para las pendientes de 50, 60 y 70%, el modo predominante cambia, teniendo mayor participación la masa en la dirección Y, en comparación con los otros modelos, donde en el modo predominante la mayor participación de la masa se encuentra en la dirección X.

Esto se debe en que los modelos planteados para tales pendientes al hacerse los pórticos más pequeños el sistema se vuelve más rígido en comparación con los anteriores, pero como se vera al tocar el tema de Pórticos Cortos, esto hace que los sistemas sean más vulnerables ante los efectos de un eventual sismo.

---

<sup>24</sup> Minoru Wakabayashi, Enrique Martínez Romero. (1988). Diseño de estructuras sismorresistentes, México, D.F.

<sup>25</sup> Maldonado, Esperanza; y Chio, Gustavo. (2004). Análisis Sísmico de Edificaciones. Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia, Pág. 132 y 133.

Tabla 5.31. Periodo, Frecuencia y Factores de participación de masa, de los modos analizados en los modelos planteados para cada pendiente.

Pendiente	Modo	T	F	FPM Dirección X	FPM Dirección Y
0% y 10%	1	1,070	0,934	0,73743	3,875E-07
	2	1,043	0,959	5,272E-07	0,74052
	3	0,914	1,094	0,0002	0,00004033
20% y 30%	1	0,994	1,006	0,72077	0,00535
	2	0,985	1,015	0,00623	0,67069
	3	0,829	1,206	0,00013	0,0537
40%	1	0,943	1,060	0,71034	0,01121
	2	0,937	1,068	0,01285	0,66266
	3	0,804	1,243	0,00017	0,05534
50% y 60%	1	0,885	1,131	0,0009	0,5891
	2	0,847	1,180	0,70714	0,00096
	3	0,689	1,451	0,00007947	0,12456
70%	1	0,813	1,230	0,00095	0,5875
	2	0,781	1,281	0,69382	0,00108
	3	0,660	1,515	0,00013	0,12027

## 5.9. PÓRTICOS CORTOS

El comportamiento de los pórticos pequeños bajo las fuerzas sísmicas, es muy parecido al comportamiento de las columnas cortas de una edificación bajo estas mismas fuerzas. En la dirección X de estos modelos se tienen que los pórticos son de diferentes alturas. Para la explicación de la absorción del cortante se puede hacer bajo el concepto de columnas que tienen diferentes alturas en un mismo piso. Bajo este concepto en observaciones hechas a edificaciones aporticadas de hormigón armado después de eventos telúricos, se ha visto que en un piso que posee columnas de diferentes alturas libres las columnas cortas son las que sufren más daño en comparación con las columnas largas<sup>26</sup>. Ocurriendo lo mismo en este caso con los modelos que tienen pórticos con diferentes alturas siendo los más pequeños los que sufren más daño.

Se sabe que para que las estructuras no colapsen bajo un evento sísmico, los pórticos deben ser capaces de absorber o consumir la energía que llega mediante los miembros que la conforman. En el caso de las columnas estas consumen la energía mediante los desplazamientos que experimentan. Como los desplazamientos de las columnas son proporcionales a sus longitudes, la capacidad de consumir energía en las columnas cortas es muy baja. Por esta razón, las columnas cortas son los elementos que más daño infligen a la construcción<sup>27</sup>. Así mismo los pórticos pequeños al ser los desplazamientos proporcionales a la altura y al ser estos menores en comparación con los otros y considerar diafragma rígido, los desplazamientos en todos los puntos del diafragma tienen que ser iguales y al tener los pórticos de menor altura y menor

---

<sup>26</sup> Murty C. V. (2004). *Indian Institute of Technology Kanpur* – BMTPC Earthquake Tip 22.

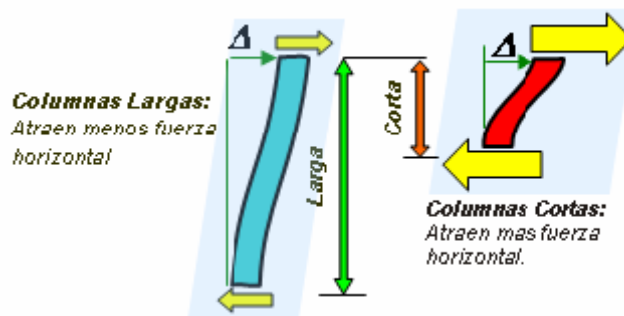
<sup>27</sup> Dogan, M. (2000). Short columns behavior under the effect of earthquakes University of texas



capacidad para el desplazamiento consumen más energía que los pórticos que tienen mayor altura al tener estos mayor capacidad de desplazarse.

Así el pobre comportamiento de los pórticos pequeños y de las columnas cortas, se debe al hecho que en un terremoto, los pórticos y columnas de diferentes alturas libres tendrán la misma demanda de desplazamiento lateral, como se muestra en el esquema de la Figura 5.65. Sin embargo, al ser los pórticos y las columnas cortas más rígidos que los pórticos y las columnas más largas, éstos atraen mucho más fuerza horizontal<sup>28</sup>.

Mayor rigidez lateral en un pórtico o columna implica mayor resistencia a la deformación, por tanto mientras mayor es la rigidez, mayor será la fuerza necesaria para deformarlos. Si estos elementos no están diseñados adecuadamente para resistir esta fuerza, van a sufrir daño durante un evento telúrico.



**Figura 5.65.** Comparación del comportamiento entre columnas cortas y largas.<sup>29</sup>

<sup>28</sup> Rojas, Norberto (2005). Consideración de las columnas cortas en la vulnerabilidad sísmica, Tesis para optar el título de Maestro en ciencias de Ingeniería Civil, Universidad de Puerto Rico, Recinto Universitario de Mayagüez.

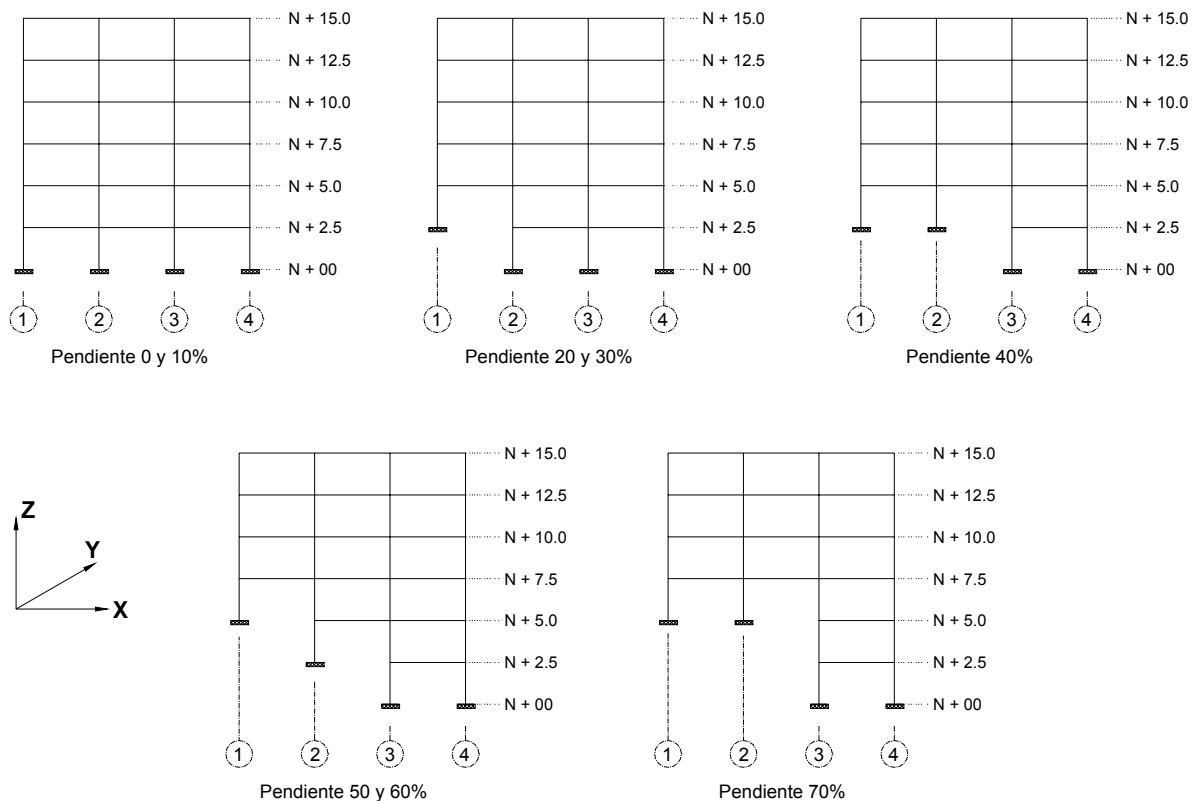
<sup>29</sup> Murty C. V. (2004). *Indian Institute of Technology Kanpur* – BMTPC Earthquake Tip 22.

En las columnas a este comportamiento se le ha llamado “Efecto de Columna Corta”. Por lo tanto como se ha visto los pórticos operan de la misma forma que las columnas, todos los pórticos de una edificación tienen la misma demanda de desplazamiento horizontal bajo las fuerzas sísmicas al considerarse diafragma rígido, así que los pórticos más pequeños son más rígidos que los pórticos largos, poseyendo una menor capacidad de desplazamiento, atrayendo una mayor fuerza sísmica sobre sí, comportamiento que se ve reflejado en los resultados.



## 6. CONCLUSIONES

- Las diversas configuraciones que se plantearon, se hicieron de acuerdo a la facilidad que planteaba la pendiente, obteniendo de esta manera los modelos que se muestran en el capítulo 3 del presente documento, dando lugar para las pendientes entre el 0 y el 70%, cinco modelos con los cuales se desarrolló el presente trabajo de grado. Las dimensiones trabajadas en todos los modelos fue de 40X40 cm. en las columnas y de 35X40 cm. en las vigas, tratando de simular con ello las edificaciones de pobres dimensiones que se encuentran en laderas. (Figura 6.1).

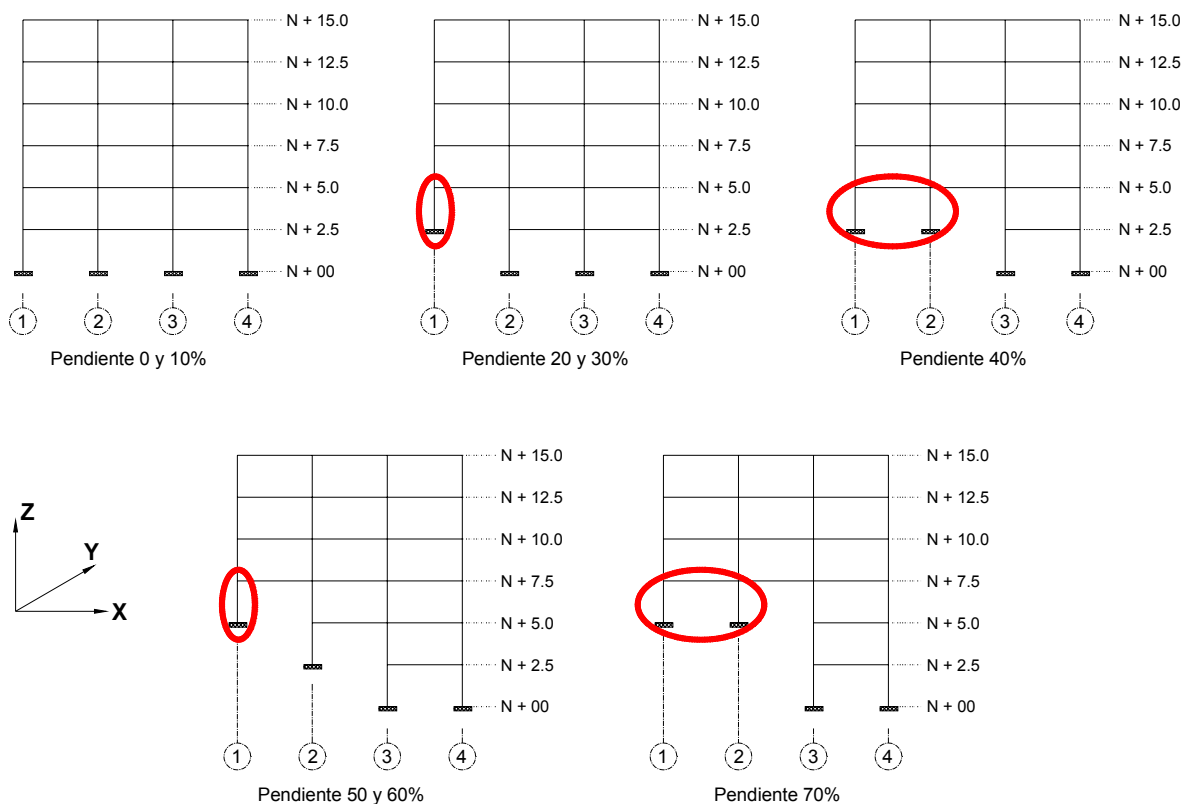


**Figura 6.1.** Configuraciones de pórticos para las pendientes tratadas en el proyecto.

- Los modelos se pueden dividir de dos grupos: aquellos que tienen solo un pórtico cimentado sobre un nivel de altura mayor que los demás (Modelos para las pendientes de 20 y 30%, y para la pendientes de 50 y 60%), y aquellos que tienen dos pórticos cimentados en un nivel de altura por encima de los demás (Modelos para la pendiente de 40% y pendiente de 70%). En los distintos parámetros que se evalúan en este proyecto, existe una mayor sollicitación para los elementos que se encuentran en el pórtico de los modelos perteneciente al primer grupo, debido a que para los elementos del segundo grupo la sollicitación se ve disminuida por repartirse la fuerza sísmica en los dos pórticos que están cimentados en el nivel superior. (Figura 6.1).
- Los apoyos de los modelos no se plantearon rígidos, si no que se simuló una interacción de suelo-estructura por medio de resortes, los cuales dependen de las propiedades del suelo, mostrando deformaciones de acuerdo a las cargas aplicadas (cargas verticales y de sismo), saliendo del concepto de que el suelo es infinitamente rígido, tratando de generar un comportamiento más realista entre la interacción suelo- cimentación,
- Al realizar el modelamiento interacción suelo-cimentación se comprobó la deformación del suelo bajo la aplicación de las cargas sísmicas, presentándose deformaciones mayores en aquellos apoyos que se encontraban en niveles superiores a los demás dentro de la misma estructura. Aunque estas deformaciones no fueron relativamente grandes entre ellas, no representaron una mayor variación en el comportamiento general de la estructura, presentándose la misma conducta en las edificaciones que cuando tenían apoyo rígido. El hecho de colocar resortes, no varía de manera relevante las sollicitaciones de los elementos de la estructura



- Para cada modelo planteado de acuerdo a la pendiente, se pueden observar con respecto a esa configuración cuales son los pórticos que más sufren frente a la aplicación de la fuerza sísmica (Figura 6.2). Se plantearon dos fuerzas sísmicas, una en la dirección X y la otra aplicada en la dirección Y. Bajo estas fuerzas los pórticos más afectados fueron los que están ubicados en la dirección Y (Pórticos 1, 2). Absorbiendo un mayor porcentaje de cortante siempre que se encontraban cimentadas en un nivel más arriba que las demás cimentaciones.



**Figura 6.2.** Elementos más solicitados en los diferentes modelos tratados.

- En cuanto al aumento de las solicitaciones de acuerdo a las configuraciones planteadas de los modelos, sumando el cortante correspondiente a los cimientos que se encuentran en la parte superior, se puede apreciar que al aplicar el sismo en la dirección X el pórtico 1 que se encuentra cimentado en el nivel(N+2.50) absorbe el 48% del cortante sísmico para el modelo cimentado en una pendiente del 20 y 30%. En la pendiente del 40% los pórticos 1 y 2 se encuentran cimentados en el nivel(N+2.50) generando que entre los dos resistan el 78% del cortante basal aplicado sobre el modelo. Para la pendiente del 50 y 60% el pórtico 1 se encuentra cimentado en el nivel(N+5.0) y el pórtico 2 en el nivel(N+2.50) entre ambos pórticos absorbiendo un 81% del cortante. Finalmente para el modelo ubicado en la pendiente del 70% el pórtico 1 y 2 se encuentran cimentados en el nivel(N+5.0) absorbiendo entre los dos el 86% del cortante basal al que se ve sometida la estructura (Tabla 6.1). Como los modelos estructurales se generaron en base a la pendiente se obtiene que al incrementarse la pendiente se aumenta la sollicitación por cortante sísmico sobre los pórticos más cortos que pertenecen a las estructuras anteriormente estudiadas.

**Tabla 6.1.** Cortante basal absorbido por los pórticos 1 y 2 en base a la pendiente para el sismo en dirección X.

Pendiente (%)	Pórtico	% de cortante basal absorbido.
0-10	1-2	50
20-30	1-2	63
40	1-2	78
50-60	1-2	81
70	1-2	86

**Tabla 6.2.** Porcentaje de cortante basal absorbido por los pórticos 1 y 2 al aplicar el sismo en la dirección Y.

Pendiente (%)	Pórtico	% de cortante basal absorbido.
0-10	1-2	50
20-30	1-2	59
40	1-2	68
50-60	1-2	72
70	1-2	75

- Al igual que el cortante basal los momentos por sismo que resisten los modelos estructurales afectan en mayor grado a los elementos estructurales tipo columna que se encuentran cimentados en los niveles N+2.5 y N+5.0 para las pendientes del 20 al 70%.
- En el modelamiento para las derivas los resultados para los modelos planteados sobrepasaron en todo a la deriva máxima permitida por la norma NSR-98, donde los desplazamientos máximos para cada modelo se presentó en el entrepiso sostenido por la columna que se encontraba cimentada en un nivel superior con respecto a las demás. La situación crítica se presentó cuando a cada uno de los modelos, se aplicó la Fuerza sísmica en la dirección Y, viéndose el sistema con desplazamientos grandes casi de la misma magnitud en las dos direcciones.
- En cuanto a las cuantías, los máximos resultados para cada pendiente se presentaron en los pórticos que absorbían en su mayoría el cortante basal de la estructura que estaba sometida a una fuerza sísmica. Estas columnas solicitan en comparación con el resto de la estructura, una gran cantidad de acero de refuerzo.

- La respuesta de las edificaciones estudiadas en el proyecto dependen en gran medida de la configuración adoptada para cada modelo.
- El análisis de los resultados, nos indica que además de la pendiente, también influyen en los resultados la cantidad de cimentaciones por encima de la cimentación más baja. La situación más crítica es cuando solamente se presenta una cimentación por encima de las otras.
- Otra conclusión que podemos extraer de los resultados del análisis anterior es respecto a la sollicitación máxima. La sollicitación máxima se presentó en los pórticos (1 y 2) orientados en la dirección Y, para pendientes mayores al 10%, que se encontraban cimentados en un nivel superior a los demás y en estos, los elementos que se encontraban apoyados sobre esas mismas cimentaciones, los cuales presentaron las respuestas máximas, siendo estos elementos estructurales los que se deben controlar y prestar mayor cuidado en caso de un evento telúrico.
- El comportamiento de los modelos estudiados, es independiente del tipo de suelo, presentándose la misma forma de comportamiento en los esquemas tratados en cada una de las pendientes, aunque la magnitud de los resultados varía proporcionalmente al aumento producido por el tipo de perfil del suelo.
- Durante el desarrollo del presente trabajo se analizó como el cortante se distribuye en los elementos tipo columna en cada dirección de aplicación del sismo. Se puede concluir que, partiendo de un modelo base de entre 0 y 10% en un edificio de seis pisos cuando se realiza el modelamiento para las

diferentes pendientes la respuesta sísmica que presentan los modelos en un tipo de suelo S1, se ve incrementada en un (20%) al pasar a un tipo de suelo S2 y al pasar a un suelo S3 y S4 hay un incremento del (27%) de cortante absorbido en cada modelo.

- En los modelos para una pendiente de 20 a 70% y con un tipo de suelo S1 hay una disminución del cortante basal debido a la disminución de la masa en los primeros pisos de cada modelo por la variación en la configuración estructural debido a la pendiente.
- Las edificaciones de mediana altura se evaluaron para los tres primeros modos de vibración que por ser una edificación de mediana altura, estos son los que tienen mayor participación de la masa del sistema. De los cuales se puede observar que para el primer modo de vibración los modelos que están en las pendientes entre 0 y 40% el mayor factor de participación de masa esta en la dirección X, pero para los modelos para las pendientes entre 50 y el 70% cambia a la dirección Y, por causa de la rigidización que se va provocando por presentarse pórticos cortos en la edificación y por la disminución de la masa al ir aumentando la pendiente.
- Al configurar la estructura de acuerdo a la pendiente se presentan pórticos de menor altura con respecto a los otros en una misma edificación. Estos pórticos de menor altura presentan un efecto similar al fenómeno de columna corta, originándose puntos de concentración de esfuerzos y de absorción de cortante en un porcentaje mucho mayor que el normalmente encontrado en una estructura sobre una superficie plana, y por lo tanto, hace que la estructura sea más vulnerable ante una amenaza sísmica.

- Los modelos planteados en este estudio como representación de las edificaciones que se encuentran en una ladera, presentan un comportamiento crítico en un eventual sismo en la dirección de la ladera.
- Los resultados obtenidos indican que el pórtico de menor altura presenta la mayor sollicitación tanto en las derivas, el cortante basal y una mayor área de acero de refuerzo. Por lo tanto, se recomienda prestar un especial cuidado en el diseño de estos elementos.
- Las edificaciones que presentan las configuraciones analizadas en este estudio, son altamente propensas a sufrir daños, por el efecto de la acción sísmica. Por consiguiente, estas edificaciones son altamente vulnerables y presentan un gran riesgo sísmico, ante un evento telúrico.

## 7. BIBLIOGRAFÍA

Arteta Peña Yussy (2002). Interacción dinámica suelo – estructura en la ciudad de Armenia.

Alberto Ledesma de la UPC., Los efectos derivados de la cimentación. (Seminario sobre evaluación y rehabilitación estructural de edificios)

Calavera, José. 2000 *Cálculo de estructuras de cimentación*, 4 Ed. Intemac,

Dogan, M. (2000). Short columns behavior under the effect of earthquakes  
University of texas

Geli, L., bard, P. And Jullien, B. (1988). “The Effect of Topographic on Earthquake Ground Motion: A Review and New Results”. Bulletin of the Seismological Society of America. 78(1), pp. 42-63.

Leoni, Augusto José, Apunte de Coeficiente de Balasto, Laboratorio de Suelos Facultad de Ingeniería U.N.L.P.

Luís E. Suárez y María Elena Arroyo. “Estudio numérico de la influencia de la topografía irregular en la aceleración del suelo durante un terremoto” Uniandes VII Seminario Internacional y I Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. 2001

Maldonado, Esperanza; y Chio, Gustavo. (2004). Análisis Sísmico de Edificaciones. Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia,.

Minoru Wakabayashi, Enrique Martínez Romero. (1988). Diseño de estructuras sismorresistentes, México, D.F.

Murty C. V. (2004). *Indian Institute of Technology Kanpur – BMTPC Earthquake Tip 22.*

Nilson, Arthur H. (1999). Diseño de estructuras de concreto. Duodécima edición. McGraw Interamericana, S.A.

Norma Sismorresistente Colombiana (NSR-98), (1998). Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, Asociación de Ingeniería Sísmica, Colombiana. Ley 400 de 1997. Decreto 33 de 1998.

Park, R. y Paulay, T. (1994). Estructuras de concreto reforzado. LIMUSA. Noriega Editores. México.

Paulay, T., y Priestley, M. J. N. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. Edited by John Wiley Sons, INC.

Rojas, Norberto (2005). Consideración de las columnas cortas en la vulnerabilidad sísmica, Tesis para optar el título de Maestro en ciencias de Ingeniería Civil, Universidad de Puerto Rico, Recinto Universitario de Mayagüez.

Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga, INGENOMINAS, Subdirección de Amenazas Geoambientales, Bogotá, Colombia, 2001.

## ANEXO A

### AMPLIFICACIÓN TOPOGRÁFICA

Aunque son pocos los estudios que se han realizado en el área de la amplificación topográfica debida a la pendiente del terreno, el estudio realizado por Luís E. Suárez y María Elena Arroyo, en el artículo, “Estudio numérico de la influencia de la topografía irregular en la aceleración del suelo durante un terremoto”, es el que se utilizará como base para exponer este concepto en este proyecto.

En esta investigación para estudiar la amplificación en la aceleración del suelo a lo largo de la superficie de un talud se consideraron 5 posibles pendientes definidas por el Ángulo  $\theta$  entre la superficie del talud y la horizontal: 15°, 30°, 40°, 50° y 65°. Para definir el Ángulo máximo para cada uno de los cuatro tipos de suelos se hizo un estudio de estabilidad del talud. Este estudio se realizó mediante el programa X-STABL.

El estudio del modelamiento del suelo se realizó por medio del programa QUAD4M que efectúa un análisis en el tiempo de la respuesta de un depósito de suelo sometido a una aceleración en todos los puntos de la base, basado en la suposición propia de un estado de deformaciones planas.

Para los efectos de programar en una computadora puede no resultar conveniente, además en muchos casos no se conoce el tipo de suelo en el sitio o este puede estar formado por capas de diversos tipos. Para atender estas consideraciones se desarrolló una fórmula general que provee el factor de amplificación como función del ángulo del talud la fórmula propuesta por Arroyo y Suárez es a la siguiente:

$$F.A. = A_{\theta} * \alpha + B_{\theta} \quad \text{(Ecuación A.1)}$$



Donde F.A. es el factor de amplificación y  $\alpha=y/h$  es la posición relativa de la estructura respecto a la altura del talud  $h$ . los coeficientes  $A_\theta$  y  $B_\theta$ . Están definidos en función del Ángulo del talud  $\theta$  medido en radianes.

$$A_\theta = -54.6040 * \theta^4 + 153.1228 * \theta^3 - 148.4614 * \theta^2 + 58.0778 * \theta - 6.2664 \quad (\text{Ec. A.2})$$

$$B_\theta = 8.6277 * \theta^4 - 24.7033 * \theta^3 + 24.5509 * \theta^2 - 9.8909 * \theta - 2.2300 \quad (\text{Ec. A.3})$$

El factor de amplificación se puede definir como una razón entre la aceleración pico en la superficie de la irregularidad y el valor correspondiente en la zona superior horizontal del depósito. Para una estructura que se encuentre en la mitad de una ladera que se encuentre entre las pendientes analizadas en este proyecto se tiene se muestran los factores de amplificación correspondientes desde la Tabla A. 1, hasta la Tabla A. 4 y desde la Figuras Figura A. 1, hasta la Figura A. 4.

**Tabla A. 1.** Factores de amplificación con  $y/h=1$

Pend. %	$A_\theta$	$B_\theta$	F.A.
0	-6,27	2,23	-4,04
10	-1,81	1,46	-0,34
20	0,51	1,06	1,57
30	1,45	0,88	2,33
40	1,63	0,84	2,47
50	1,49	0,86	2,34
60	1,27	0,89	2,16
70	1,11	0,92	2,03
80	1,05	0,93	1,98

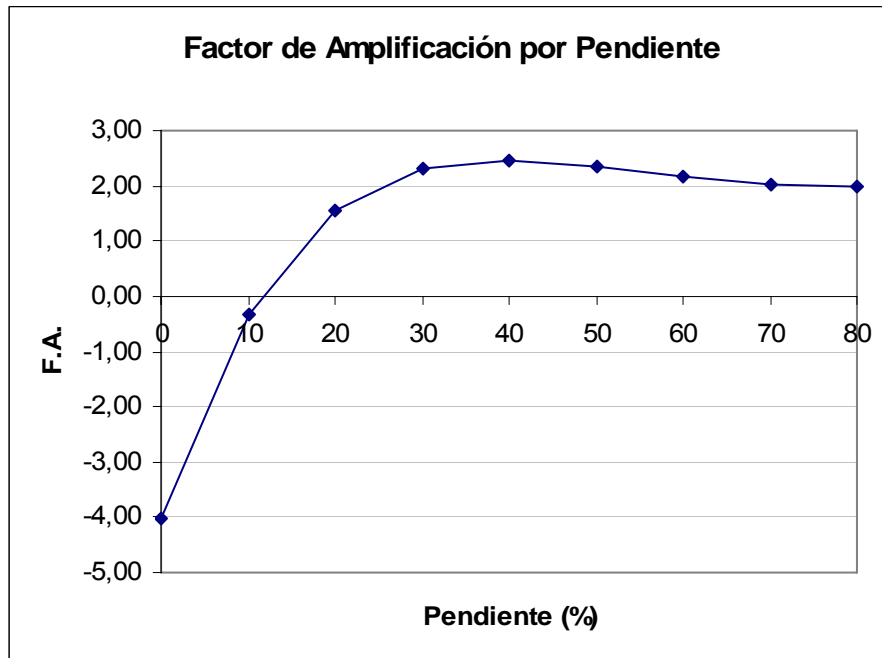
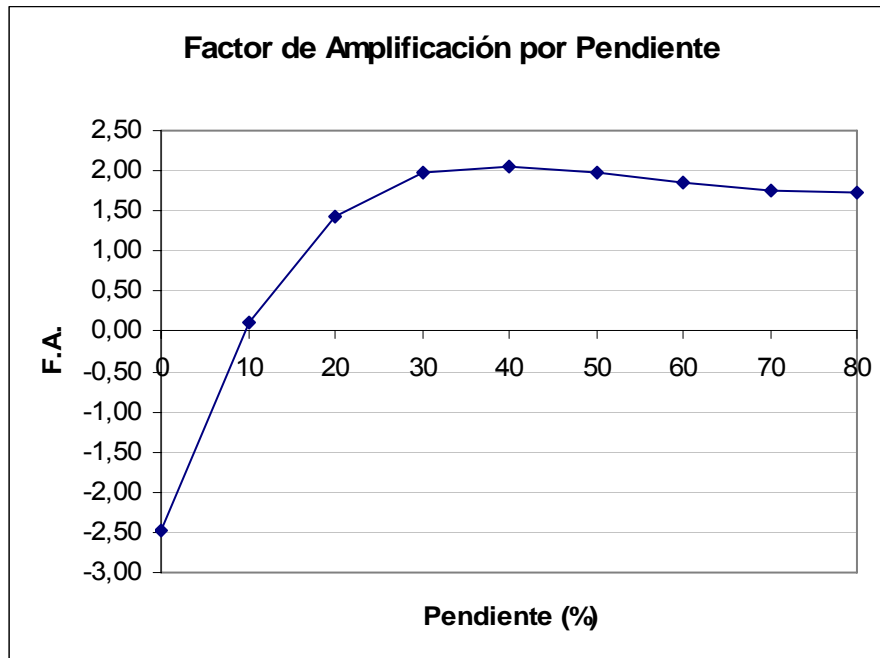


Figura A. 1. Factores de amplificación por pendiente con  $y/h= 1$

Tabla A. 2. Factores de amplificación con  $y/h= 0.75$ .

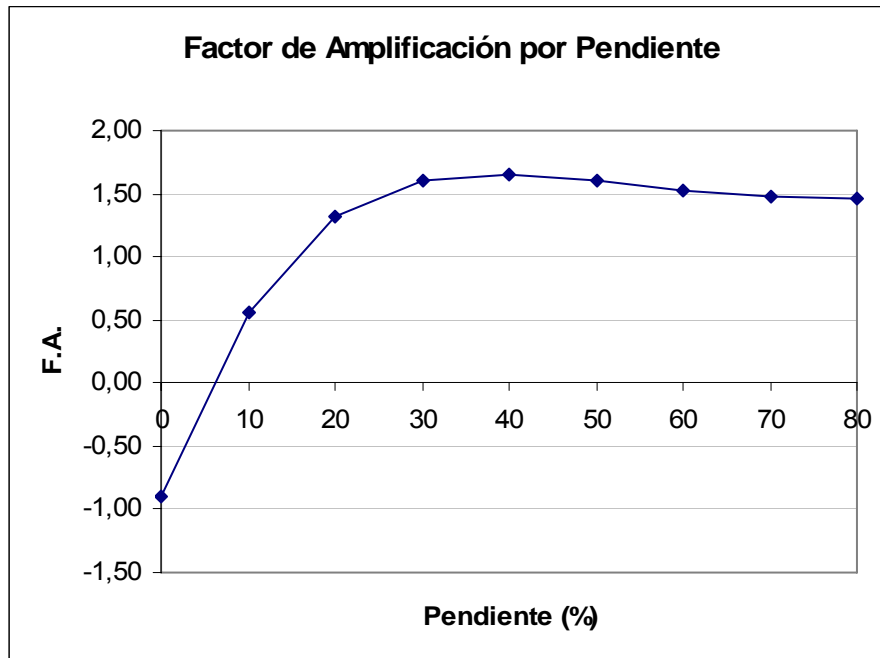
Pend. %	$A_{\theta}$	$B_{\theta}$	F.A.
0	-6,27	2,23	-2,47
10	-1,81	1,46	0,11
20	0,51	1,06	1,44
30	1,45	0,88	1,97
40	1,63	0,84	2,06
50	1,49	0,86	1,97
60	1,27	0,89	1,85
70	1,11	0,92	1,75
80	1,05	0,93	1,72



**Figura A. 2.** Factores de amplificación por pendiente con  $y/h= 0.75$ .

**Tabla A. 3.** Factores de amplificación con  $y/h= 0.5$ .

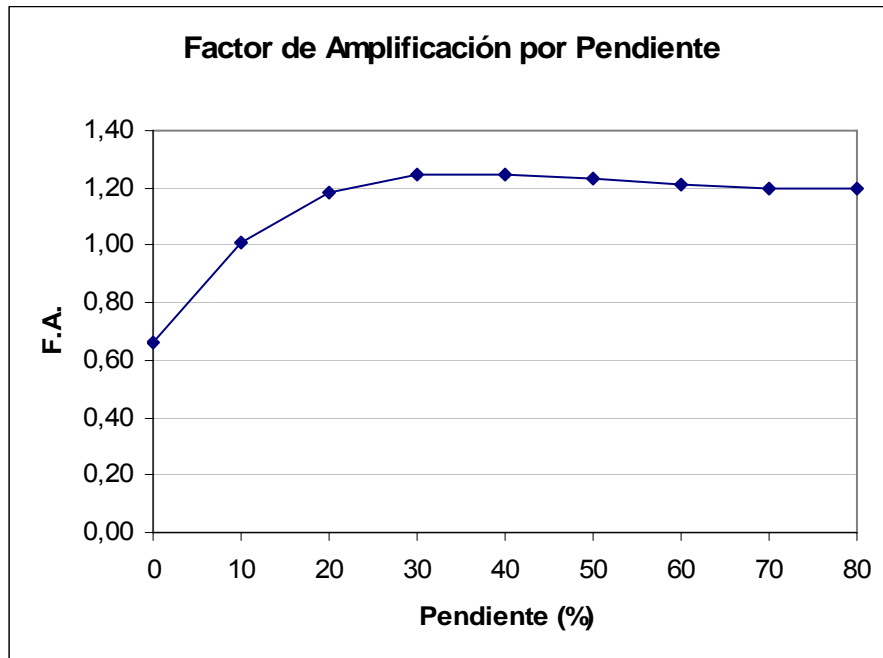
Pend. %	$A_{\theta}$	$B_{\theta}$	F.A.
0	-6,27	2,23	-0,90
10	-1,81	1,46	0,56
20	0,51	1,06	1,31
30	1,45	0,88	1,61
40	1,63	0,84	1,66
50	1,49	0,86	1,60
60	1,27	0,89	1,53
70	1,11	0,92	1,48
80	1,05	0,93	1,46



**Figura A. 3.** Factores de amplificación por pendiente con  $y/h= 0.5$ .

**Tabla A. 4.** Factores de amplificación con  $y/h= 0.25$ .

Pend. %	$A_{\theta}$	$B_{\theta}$	F.A.
0	-6,27	2,23	0,66
10	-1,81	1,46	1,01
20	0,51	1,06	1,18
30	1,45	0,88	1,25
40	1,63	0,84	1,25
50	1,49	0,86	1,23
60	1,27	0,89	1,21
70	1,11	0,92	1,20
80	1,05	0,93	1,20



*Figura A. 4. Factores de amplificación por pendiente con  $y/h= 0.25$*

Para calcular la verdadera magnitud de la acción sísmica sobre la estructura que se está estudiando, los autores, recomiendan aumentar las ordenadas del espectro de diseño por el factor calculado.

## ANEXO B

En este anexo se muestran los datos generales utilizados en cada modelo planteado para la simulación de las edificaciones en pendiente.

**Tabla B. 1.** Datos generales del modelo en pendiente 0-10%.

Nivel	1	2	3	4	5	6
Numero de columnas	20	20	20	20	20	20
Lado 1 de columna(m)	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Lado 2 de columna(m)	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Longitud de la columna(m)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
Área de la columna(m <sup>2</sup> )	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16
Volumen de la columna(m <sup>3</sup> )	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Volumen Columna por piso(m <sup>3</sup> )	8	8	8	8	8	8
Peso columnas (KN)	192	192	192	192	192	192
Numero de vigas	31	31	31	31	31	31
Altura de la viga(m)	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Ancho de la viga(m)	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
Longitud de la viga(m)	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
Área de la viga(m <sup>2</sup> )	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14
Volumen de la viga(m <sup>3</sup> )	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63
Volumen Viga por piso (m <sup>3</sup> )	19,53	19,53	19,53	19,53	19,53	19,53
Peso vigas (KN)	468,72	468,72	468,72	468,72	468,72	468,72
Área Placa (m <sup>2</sup> )	202,67	202,67	202,67	202,67	202,67	202,67
Peso Placa (KN)	1425,11	1425,11	1425,11	1425,11	1425,11	1425,11

**Tabla B. 2. Datos generales del modelo en pendiente 20-30%.**

Nivel	1	2	3	4	5	6
Numero de columnas	15	20	20	20	20	20
Lado 1 de columna(m)	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Lado 2 de columna(m)	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Longitud de la columna(m)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
Área de la columna(m <sup>2</sup> )	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16
Volumen de la columna(m <sup>3</sup> )	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Volumen Columna por piso(m <sup>3</sup> )	6	8	8	8	8	8
Peso columnas (KN)	144	192	192	192	192	192
Numero de vigas	22	31	31	31	31	31
Altura de la viga(m)	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Ancho de la viga(m)	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
Longitud de la viga(m)	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
Área de la viga(m <sup>2</sup> )	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14
Volumen de la viga(m <sup>3</sup> )	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63
Volumen Viga por piso (m <sup>3</sup> )	13,86	19,53	19,53	19,53	19,53	19,53
Peso vigas (KN)	332,64	468,72	468,72	468,72	468,72	468,72
Área Placa (m <sup>2</sup> )	133,78	202,67	202,67	202,67	202,67	202,67
Peso Placa (KN)	940,70	1425,11	1425,11	1425,11	1425,11	1425,11

**Tabla B. 3. Datos generales del modelo en pendiente 40%.**

Nivel	1	2	3	4	5	6
Numero de columnas	10	20	20	20	20	20
Lado 1 de columna(m)	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Lado 2 de columna(m)	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Longitud de la columna(m)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
Área de la columna(m <sup>2</sup> )	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16
Volumen de la columna(m <sup>3</sup> )	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Volumen Columna por piso(m <sup>3</sup> )	4	8	8	8	8	8
Peso columnas (KN)	96	192	192	192	192	192
Numero de vigas	13	31	31	31	31	31
Altura de la viga(m)	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Ancho de la viga(m)	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
Longitud de la viga(m)	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
Área de la viga(m <sup>2</sup> )	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14
Volumen de la viga(m <sup>3</sup> )	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63
Volumen Viga por piso (m <sup>3</sup> )	8,19	19,53	19,53	19,53	19,53	19,53
Peso vigas (KN)	196,56	468,72	468,72	468,72	468,72	468,72
Área Placa (m <sup>2</sup> )	64,89	202,67	202,67	202,67	202,67	202,67
Peso Placa (KN)	456,29	1425,11	1425,11	1425,11	1425,11	1425,11

**Tabla B. 4. Datos generales del modelo en pendiente 50-60%.**

Nivel	1	2	3	4	5	6
Numero de columnas	10	15	20	20	20	20
Lado 1 de columna(m)	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Lado 2 de columna(m)	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Longitud de la columna(m)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
Área de la columna(m <sup>2</sup> )	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16
Volumen de la columna(m <sup>3</sup> )	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Volumen Columna por piso(m <sup>3</sup> )	4	6	8	8	8	8
Peso columnas (KN)	96	144	192	192	192	192
Numero de vigas	13	22	31	31	31	31
Altura de la viga(m)	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Ancho de la viga(m)	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
Longitud de la viga(m)	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
Área de la viga(m <sup>2</sup> )	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14
Volumen de la viga(m <sup>3</sup> )	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63
Volumen Viga por piso (m <sup>3</sup> )	8,19	13,86	19,53	19,53	19,53	19,53
Peso vigas (KN)	196,56	332,64	468,72	468,72	468,72	468,72
Área Placa (m <sup>2</sup> )	64,89	133,78	202,67	202,67	202,67	202,67
Peso Placa (KN)	456,29	940,70	1425,11	1425,11	1425,11	1425,11

**Tabla B. 5. Datos generales del modelo en pendiente 70%.**

Nivel	1	2	3	4	5	6
Numero de columnas	10	10	20	20	20	20
Lado 1 de columna(m)	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Lado 2 de columna(m)	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Longitud de la columna(m)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
Área de la columna(m <sup>2</sup> )	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16
Volumen de la columna(m <sup>3</sup> )	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Volumen Columna por piso(m <sup>3</sup> )	4	4	8	8	8	8
Peso columnas (KN)	96	96	192	192	192	192
Numero de vigas	13	13	31	31	31	31
Altura de la viga(m)	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Ancho de la viga(m)	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
Longitud de la viga(m)	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
Área de la viga(m <sup>2</sup> )	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14
Volumen de la viga(m <sup>3</sup> )	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63
Volumen Viga por piso (m <sup>3</sup> )	8,19	8,19	19,53	19,53	19,53	19,53
Peso vigas (KN)	196,56	196,56	468,72	468,72	468,72	468,72
Área Placa (m <sup>2</sup> )	64,89	64,89	202,67	202,67	202,67	202,67
Peso Placa (KN)	456,29	456,29	1425,11	1425,11	1425,11	1425,11