

ANALYSIS OF THE SETTLEMENTS OF THE STUDENT WELFARE BUILDING NO. 41 OF THE TECHNICAL UNIVERSITY OF MANABÍ

Carlos Alberto Macias Piloso⁽¹⁾, Alfonso Antonio Fernández Lavín⁽²⁾

⁽¹⁾ Universidad Técnica de Manabí, Ecuador,
cmacias7876@utm.edu.ec

⁽²⁾ Universidad Técnica de Manabí, Ecuador
alfonso.fernandez@utm.edu.ec

Received: Dec, 2025. Accepted: April, 2025
Published: May, 2025

ABSTRACT

This study analyzed the causes of differential settlements affecting Building 41 of the Technical University of Manabí. A multidisciplinary approach was applied, with detailed analyses of the soil and structure. Soil exploration and characterization techniques were employed, including SPT tests, granulometry, Atterberg limits, and geophysical tests (MASW and seismic refraction). The results allowed determining the geotechnical properties of the stratum and evaluating its bearing capacity. The structural condition of the building was examined, considering its typology, materials, and current state. The causes of the settlements were attributed to soil heterogeneity and the deficiency of the original foundation. A comprehensive reinforcement plan was proposed, involving the installation of pre-excavated cast-in-situ piles to transfer loads to stronger soil strata and improve structural stability. Furthermore, improvements to the dynamic response with elements that increase the building's stiffness and ductility were suggested. The solution represents a technically and economically viable alternative to address the building's settlement problems and ensure its durability. The results of this study can be applied to the renovation of other buildings with similar characteristics, improving safety and sustainability.

Keywords: Differential settlement, Foundation underpinning, Building rehabilitation, Pre-excavated piles.

ANÁLISIS DE LOS ASENTAMIENTOS DEL EDIFICIO DE BIENESTAR ESTUDIANTIL NO. 41 DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MANABÍ.

RESUMEN

Este estudio analizó las causas de los asentamientos diferenciales que afectan al edificio 41 de la Universidad Técnica de Manabí. Se aplicó un enfoque multidisciplinario, con análisis detallados del suelo y la estructura. Se emplearon técnicas de exploración y caracterización del suelo, incluyendo ensayos SPT, granulometría, límites de Atterberg y pruebas geofísicas (MASW y sísmica de refracción). Los resultados permitieron determinar las propiedades geotécnicas del estrato y evaluar su capacidad portante. Se examinó la condición estructural del edificio, considerando su tipología, materiales y estado actual. Las causas de los asentamientos fueron atribuidas a la heterogeneidad del suelo y a la deficiencia de la cimentación original. Se propuso un plan de refuerzo integral con la instalación de pilotes pre-excavados fundidos in situ para transferir las cargas a estratos de suelo más resistentes y mejorar la estabilidad de la estructura. Además, se sugirió mejorar la respuesta dinámica con elementos que aumenten la rigidez y la ductilidad de la edificación. La solución representa una alternativa técnica y económicamente viable para solucionar los problemas de asentamiento del edificio y garantizar su durabilidad. Los resultados de este estudio

pueden aplicarse a la rehabilitación de otras edificaciones con características similares, mejorando la seguridad y sostenibilidad

Palabras clave: Asentamiento diferencial, Recalce de cimentaciones, Rehabilitación de edificios, Pilotes pre-excavados.

1. INTRODUCCIÓN

Los asentamientos en estructuras, a menudo subestimados, resultan de técnicas constructivas deficientes y características adversas del suelo (Da Casa-Martín et al., 2022). Estos problemas, exacerbados por errores de construcción, cambios de uso y fuerzas sísmicas, resaltan la necesidad de evaluar el estado límite de servicio para prevenir daños estructurales (Almendras, 2021; Da Casa-Martín et al., 2022). En Portoviejo, los suelos fluvio-marinos, con potencial de colapsabilidad, expansividad y licuación, agravan esta situación (Yepes et al., 2017).

El terremoto de 2016 evidenció la vulnerabilidad sísmica de la ciudad, con colapso de edificaciones debido a errores constructivos y falta de cumplimiento de normas sísmicas (Aguiar & Vera, 2024; Aguiar & Mieles, 2016; García et al., 2021). Los análisis post-evento revelaron la incapacidad de estas estructuras para resistir sismos de igual o mayor intensidad, debido a desplazamientos excesivos y la convergencia de factores como el deterioro, deficiencias constructivas y asentamientos diferenciales (Palacios et al., 2019).

La evaluación de las estructuras afectadas por el terremoto reveló que, aunque algunas edificaciones lograron mantenerse en pie, presentaban una vulnerabilidad significativa (García et al., 2021). Además, la evaluación también mostró que la mayoría de las estructuras no cumplían con las normas de diseño sísmico actuales, lo que aumentó su susceptibilidad ante el terremoto.

Ante este panorama, la evaluación exhaustiva y el desarrollo de modelos numéricos son cruciales para optimizar el desempeño estructural y mitigar los efectos de asentamientos (Aguiar et al., 2016; Aguiar et al., 2017). La reducción de la carga transmitida al sistema suelo-cimentación emerge como una estrategia efectiva para optimizar el desempeño estructural, incrementando la resistencia y rigidez (Aguiar et al., 2017).

Esta estrategia contribuye a mitigar los efectos de asentamientos, disminuyendo el riesgo de patologías futuras. Ante la creciente frecuencia y severidad de desastres naturales, se plantea la necesidad de desarrollar técnicas de construcción resilientes e implementar normativas de recuperación eficaces, garantizando la seguridad y sostenibilidad de las edificaciones.

Este estudio se enfoca en el edificio de postgrados de la Universidad Técnica de Manabí, afectado por asentamientos, con el objetivo de proponer soluciones replicables. Se busca evitar la demolición, optando por una solución que restaure la estabilidad y capacidad de carga, minimizando el impacto ambiental y el tiempo de inactividad. La estructura, compuesta por dos bloques de tres pisos con pórticos de hormigón armado, losas aligeradas y una subestructura de zapatas unidireccionales y vigas de atado, será analizada para determinar las causas del asentamiento y proponer soluciones que permitan identificar estrategias para minimizar los desplazamientos y optimizar el desempeño general de la estructura (Aguiar et al., 2016).

2. MATERIALES Y METODOS

Es fundamental analizar las fuentes de información que abordan las causas principales de las deformaciones en cimentaciones, así como las técnicas de refuerzo y procedimientos constructivos que han demostrado ser eficaces en la detención de estos problemas. Para el desarrollo de esta investigación, se contó con el estudio de microzonificación sísmica de la ciudad

de Portoviejo (Yepes et al., 2017). Adicionalmente, se llevó a cabo una investigación geotécnica mediante exploraciones directas e indirectas, con el propósito de evaluar el suelo de fundación y obtener datos sobre las propiedades geomecánicas del subsuelo.

La campaña exploratoria incluyó ensayos de penetración estándar (SPT) para establecer las condiciones estratigráficas del sitio, mediante la toma de muestras alteradas y pruebas de laboratorio (contenido de agua, límites de Atterberg y granulometría). Estos ensayos permitieron evaluar los parámetros esfuerzo-deformación del subsuelo ante cargas estáticas y dinámicas transmitidas por la estructura. Como técnica de exploración indirecta, se utilizó la propagación de ondas cortantes y longitudinales para complementar el conocimiento del perfil del subsuelo. Con esta técnica, se determinó la velocidad de las ondas longitudinales (P) y cortantes (S) en modelos litológicos que representan la velocidad de propagación en las distintas unidades que componen el estrato.

Se desarrolló un modelo numérico de elementos finitos para simular el comportamiento de la estructura y la cimentación bajo condiciones de carga actuantes, es decir, aquellas solicitaciones que representan la situación real de la edificación en un momento dado. Estas cargas incluyen tanto la carga muerta (peso propio de la estructura) como la carga viva (ocupación, uso), y se ajustaron para reflejar las solicitaciones que podrían estar aplicadas en cualquier momento a la edificación. Para ello, se incorporaron las propiedades geotécnicas del suelo, obtenidas a partir de ensayos de laboratorio y campo, y se aplicaron las cargas establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Los resultados de los análisis permitieron cuantificar los esfuerzos y deformaciones en la cimentación, lo que permitió evaluar la capacidad portante del suelo y los asentamientos máximos esperados bajo estas condiciones de carga. Además, la comparación detallada entre los resultados numéricos y los datos de campo permitió validar el modelo y determinar las causas subyacentes de las deformaciones observadas, proporcionando una comprensión más profunda del comportamiento de la estructura y la cimentación.

2.1. Generalidades

La estructura la conforman dos bloques de similares características y constituida por pórticos de hormigón armado con altura regular que presenta una planta típica que se repite en los 3 niveles. Como se observa en la Fig. 1, el edificio consta de dos bloques vinculados a través de una escalera.



Figura 1 Imágenes frontal y lateral del edificio de bienestar estudiantil no. 41 de la Universidad Técnica de Manabí.
Fuente: Este estudio.

Dado que se contaban con los planos estructurales, se corroboraron las dimensiones de vigas, columnas y losas que componen la edificación. Las vigas poseen dos dimensiones, en sentido

longitudinal constan de 0,25 m de base por 0,40 m de altura y en el sentido transversal la sección es de 0,25 m de base por 0,50 m de altura, la geometría de las columnas es de 0,30 m x 0,40 m y finalmente 0.20 m el espesor de las losas. En la fig. 2 se muestra la configuración del edificio:



Figura 2 Planta de edificio.

Fuente: Este estudio.

Además, se realizó un levantamiento planimétrico para determinar las deformaciones experimentadas por el edificio, estas se localizan principalmente en la zona de vinculación de los bloques (escalera) y en el extremo del bloque 2 (eje 14). Las distorsiones longitudinales, que se presentan como las más evidentes, se ilustran en la Fig. 3. Se observa que el volado de la primera planta alta exhibe las mayores deformaciones, las cuales disminuyen gradualmente hacia la parte posterior del edificio, alcanzando un máximo de 0.283 m.

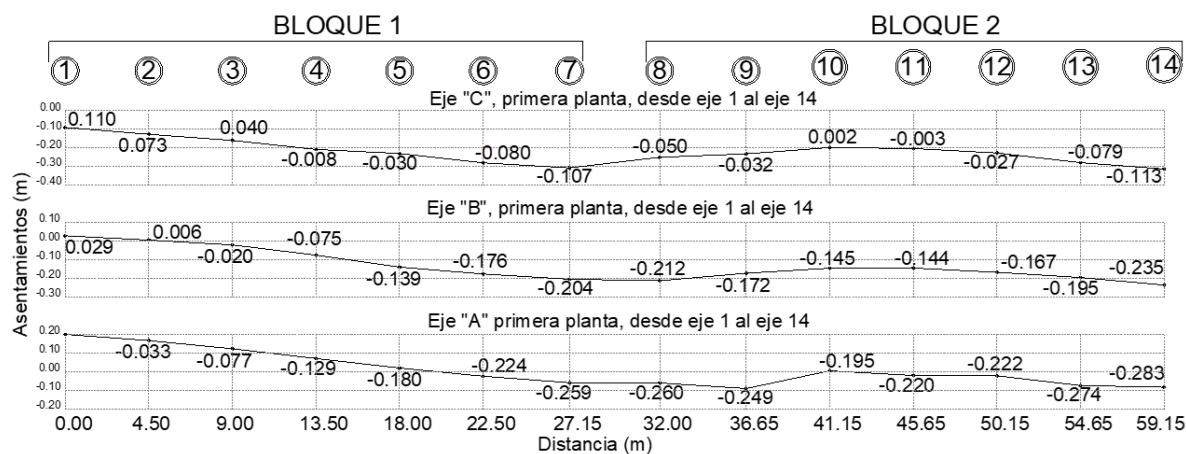


Figura 3 Pórticos y volado primera planta alta.

Fuente: Este estudio.

Finalmente, la segunda planta alta presenta el mismo comportamiento que la primera, la diferencia es que en este nivel las deformaciones aumentan y llegan a ser del orden de 0.286 m como se muestra en la Fig. 4.

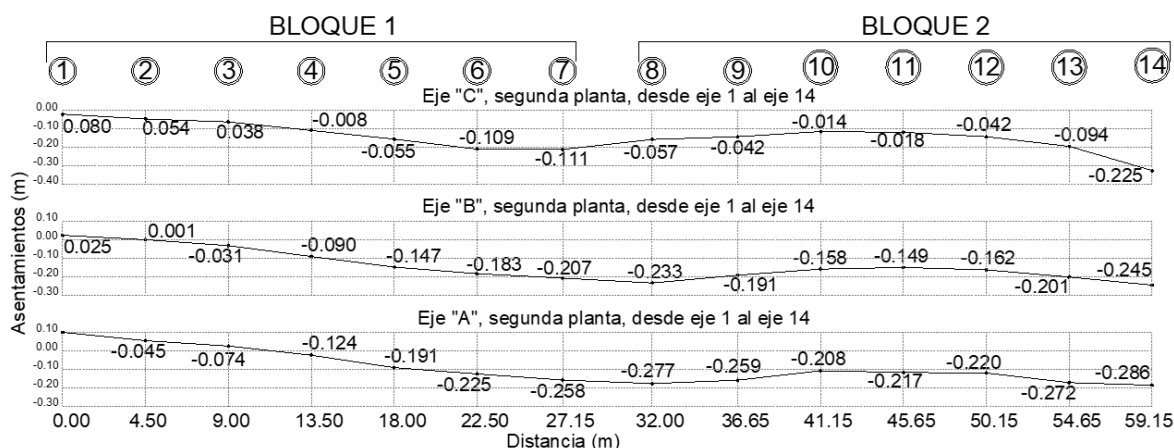


Figura 4 Pórticos y volado segunda planta alta.

Fuente: Este estudio.

De acuerdo con la planimetría, el edificio tiene una deformación máxima de 28.60 cm (Fig. 4, Eje "A" Segunda planta), esta condición no la enmarca dentro de un asentamiento tolerable para edificaciones según la NEC-SE-GC, Geotecnia y Cimentaciones (NEC-SE-GC, 2015). Una deformabilidad es tolerable cuando el promedio total de asentamientos que experimenta la cimentación de una estructura durante un lapso de 25 años es 20 cm para construcciones aisladas y 10 cm para construcciones medianeras, considerando además las cargas muertas de servicio y el 50% de cargas vivas máximas.

En la presente investigación los problemas de distorsión no radican directamente con los elementos de la cimentación (Zapatas corridas unidireccionales y vigas de atado), sino también en las propiedades del estrato de fundación. Cabe mencionar que los suelos finos y el agua están estrechamente relacionados, la ausencia de agua dentro de su estructura o el aumento hasta llegar a la saturación influye en su resistencia y en los cambios de volumen (Duque-Escobar & Escobar-Potes, 2016). Las deformaciones observadas en el edificio (Figs. 3 y 4) se manifiestan como asentamientos diferenciales, predominantemente longitudinales, aunque presentes en toda la estructura. Estos asentamientos se atribuyen principalmente a la presencia de estratos de suelo con características de alta plasticidad, los cuales pueden experimentar cambios en sus propiedades y deformaciones elásticas. La elección de enfocarse en los datos longitudinales se debe a que estos reflejan la tendencia dominante de los asentamientos, proporcionando una representación más precisa del comportamiento general de la edificación.

3. RESULTADOS

3.1. Exploración de campo con métodos directos e indirectos

Como parte de la campaña exploratoria se ejecutaron ensayos con el método MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) y sísmica de refracción. Los resultados obtenidos en esta investigación muestran los objetivos alcanzados con el método de la geofísica la cual nos ayuda a definir el tipo de perfil de suelo y determinar los niveles de estos de menor a mayor rigidez de las zonas evaluadas. Así mismo mediante la siguiente tabla se reporta una velocidad de corte a profundidad máxima, lo que permite clasificar el sitio de acuerdo con la NEC – SE – DS (parte 1) sección 3.2.1. (NEC-SE-DS, 2015), conforme lo mostrado en la Tabla 1.

Tabla 1 Clasificación de Sitio según NEC
Fuente: NEC-SE-DS.

Tipo	Vs (m/s)	Descripción
A	$V_s > 1500$	Roca competente
B	$760 < V_s \leq 1500$	Roca de rigidez media
C	$360 < V_s \leq 760$	Suelo denso o roca blanda
D	$180 < V_s \leq 360$	Suelo rígido
E	$V_s < 180$	Suelo blando

Para la interpretación del ensayo MASW fue necesaria la toma de datos en campo con geófonos de baja frecuencia y un equipo de adquisición de datos para transformar los movimientos mecánicos de los geófonos en señales digitales, sirve para conocer el comportamiento de las ondas sísmicas en el campo. Después, se llevó a cabo el análisis de dispersión en el dominio de la frecuencia para calcular las velocidades de fase, asumiendo que las ondas Rayleigh se asemejan en un 95 % a las ondas cortantes. Finalmente, se efectuó el análisis de inversión para obtener el perfil de ondas cortantes a partir de un retro análisis y cálculos iterativos. Por otro lado, el ensayo de sísmica de refracción se ejecutó con la misma información recopilada en el ensayo MASW y se basó en identificar los primeros arribos, la obtención de los perfiles de velocidad sísmica e interpretación de las velocidades longitudinales características de la zona. La Tabla 2 detalla el cálculo de parámetros geotécnicos de deformación en el rango elástico de los diferentes materiales identificados en la zona de estudio.

Tabla 2 Parámetros pseudo dinámicos del suelo – MASW
Fuente: Este estudio.

Vs	Prof.	Poisson	Densidad	G	E
m/s	m		KN/m3	KPa	kPa
200.00	30.00	0.35	1,650.00	660.00	1,782.00

De acuerdo con la clasificación empleada (NEC – SE – DS, 2015) la clasificación del suelo en función de las velocidades de corte que se obtuvieron en el procesamiento de datos se identificó un suelo de categoría D “Suelo rígido” y similar según la norma IBC con presencia de agua a partir de los primeros metros de profundidad.

Con el fin de facilitar la comprensión de los modelos de velocidades de compresión, se realiza el siguiente esquema con las características principales de los estratos de acuerdo con lo descrito en la (D5777-18, 2018):

Tabla 3 Características de estratos
Fuente: Este estudio.

Capa	Vs (m/s)	Espesor (m)	Unidad estratigráfica (basado en los resultados)
Superficial	> 190	< 5.00 m	Posible capa de arena y material suelto
Segunda	> 198	< 10.00 m	Arenas más firmes medianamente compactas – posible depósito aluvial
Tercera	< 205	> 10.00 m	Posible presencia de areniscas o rocas sedimentarias

Para evaluar las condiciones geotécnicas del sitio, se realizaron dos sondeos mecánicos en la esquina noreste y suroeste del edificio. Estos sondeos alcanzaron profundidades de hasta 6 metros. En ambas perforaciones, se encontraron estratos de suelos limosos de alta plasticidad (MH), con presencia de yeso y material de cascajo. Los resultados de la prueba SPT (Standard Penetration Test) mostraron valores inferiores a 15 golpes hasta una profundidad de 3 metros en ambas exploraciones. Sin embargo, a partir de los 3 metros de profundidad, los valores de la prueba SPT variaron significativamente. En el sondeo 1, se obtuvieron valores superiores a 25 golpes, mientras que en el sondeo 2, se registraron valores superiores a 50 golpes. Estas características físicas y mecánicas se resumen en la Tabla 4, la cual también incluye la compacidad de los estratos existentes, que ha sido evaluada en este estudio.

Tabla 4 Resumen de registro estratigráfico
Fuente: Este estudio.

Parámetros litológicos del estrato	Granulometría			Atterberg				Numero de Golpes N_{SPT}
	Tamiz # 10 (% que pasa)	Tamiz # 40 (% que pasa)	Tamiz # 200 (% que pasa)	Limite Liquido LL (%)	Limite Plástico LP (%)	Índice de Plasticidad IP (%)	Contenido de humedad W (%)	
	Min-Max Promedio	Min-Max Promedio	Min-Max Promedio	Min-Max Promedio	Min-Max Promedio	Min-Max Promedio	Min-Max Promedio	
Perforación 1	93.89-100 96.95	89.57-99.68 94.63	88.07-98.92 93.50	73.35-83.20 78.28	36.80-37.37 37.09	36.55-45.83 41.19	32.88-37.61 35.25	7-29 18
Perforación 2	68.52-99.73 82.63	58.96-97.77 78.37	51.96-94.83 73.40	49.30-75.71 62.51	34.50-37.50 36.00	17.81-38.21 28.01	26.52-35.99 31.26	7-55 31

Respecto a la capacidad de carga del sistema suelo-cimentación lo representamos en los siguientes gráficos, para ambos sondeos:

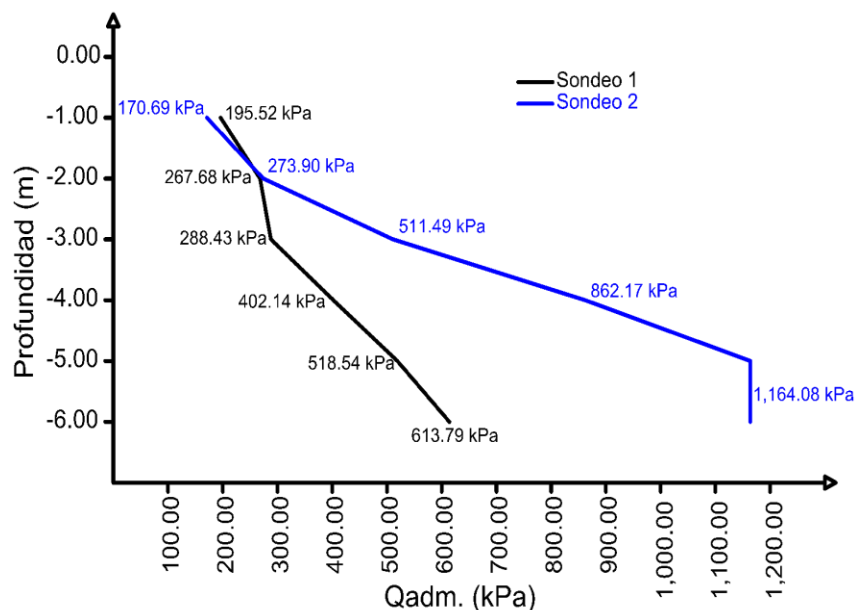


Figura 5 Capacidad de carga $B < 1.22$ (Exploración directa)
Fuente: Este estudio.

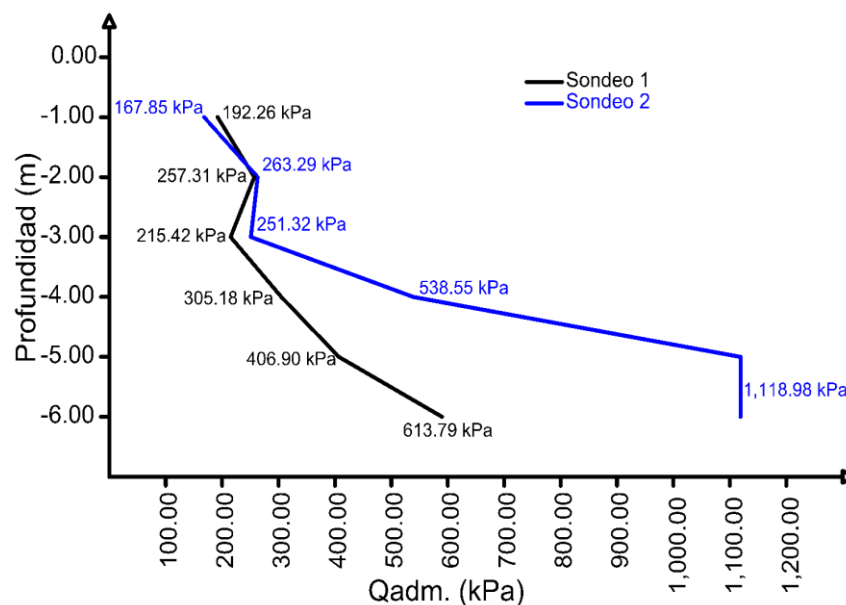


Figura 6 Capacidad de carga $B > 1.22$ (Exploración directa)
Fuente: Este estudio.

Ambos sondeos presentan un patrón similar de variación hasta una profundidad de tres metros, a partir de los cuatro metros, la capacidad de carga aumenta significativamente, especialmente en el sondeo 2. Con estos resultados, determinamos el valor de la capacidad de carga del sistema suelo-cimentación, considerando que la cota del edificio se encuentra en el nivel N+1,20 m desde el suelo natural y la altura de desplante de los cimientos se localiza en el nivel N+0,60 m.

Este análisis, se enfocó en el primer metro de estudio, para lo cual consideramos un ancho de cimiento de $B > 1,22$ m y la capacidad de carga por asentamiento de suelo natural del sondeo 2. Esta información es crucial para evaluar la estabilidad y la capacidad de carga del sistema suelo-cimentación.

Modelación numérica de la estructura.

El análisis por elementos finitos se llevó a cabo en el Bloque 1 del edificio, el cual se compone de dos bloques autónomos con características similares, vinculados por una escalera (figura 2). Para el modelamiento, se realizó un reconocimiento del sitio y se determinaron las características geotécnicas, datos esenciales para simular las cargas transmitidas al estrato de fundación.

En la simulación, se definieron las propiedades de los materiales estructurales: hormigón con una resistencia a la compresión (f'_c) de 210 kg/cm^2 para los elementos de la subestructura y superestructura, y acero de refuerzo con un límite de fluencia (f_y) de 4200 kg/cm^2 .

El modelo estructural se compone de elementos tipo barra para representar las vigas y columnas de hormigón armado. El sistema de entrepiso, una losa nervada o casetonada bidireccional de hormigón armado, se modeló como una losa equivalente tipo shell. Esta losa, con un espesor de 20 cm, se caracteriza por tener vigas a modo de nervios que rodean los casetones, reduciendo el peso de la estructura. Para simular el comportamiento de los elementos bajo cargas sísmicas, se consideraron inercias agrietadas $0.80 I_g$ para las columnas y $0.50 I_g$ para las vigas.

Durante el modelamiento de la estructura, el software de análisis calcula automáticamente el peso propio de los elementos estructurales (columnas, vigas, nervios y loseta de compresión). Sin embargo, se requiere determinar las cargas muertas adicionales, que incluyen alivianamientos, enlucidos, revestimiento de piso, mampostería, entre otros. A continuación, se presentan los cálculos para determinar estas cargas adicionales:

Tabla 5 Cargas de diseño losas de entrepiso
Fuente: NEC-SE-CG-Cargas-No-Sísmicas

Descripción	Peso unitario kg/m ³	Ancho m	Longitud m	Espesor m	Carga muerta kg
Alivianamientos (Bloque hueco de hormigón alivianado)	850.00	0.80	0.80	0.15	81.60
Recubrimiento de pisos (Cerámica)	1800.00	1.00	1.00	0.015	27.00
Enlucidos	2000.00	1.00	1.00	0.02	40.00
Paredes de mampostería (ladrillo artesanal)	1600.00	1.00	1.00	0.095	152.00
Total					300.60 kg/m ²

Tabla 6 Cargas de diseño losa de cubierta
NEC-SE-CG-Cargas-No-Sísmicas

Descripción	Peso unitario kg/m ³	Ancho m	Longitud m	Espesor m	Carga muerta kg
Alivianamientos (Bloque hueco de hormigón alivianado)	850.00	0.80	0.80	0.15	81.60
Enlucidos	2000.00	1.00	1.00	0.02	40.00
Total					121.60 kg/m ²

La NEC-SE-CG-Cargas-No-Sísmicas, determina los valores de carga viva de acuerdo con la ocupación o su uso, para este análisis la ocupación es para unidades educativas y determina que para aulas la sobrecarga viva es 200 kg/m² y corredores o pasillos es 400 kg/m², por último, la edificación al tener una cubierta inaccesible, la sobrecarga viva es de 70 kg/m² (NEC-SE-CG, 2015).

Se llevó a cabo un análisis estructural detallado de la edificación existente, utilizando un modelo numérico que incorporó las especificaciones de la microzonificación sísmica de Portoviejo. El campus universitario se encuentra ubicado en la microzona M4, caracterizada por condiciones de suelo que influyen significativamente en la respuesta sísmica de las estructuras.

El análisis estructural proporcionó datos esenciales sobre la distribución de esfuerzos transmitidos al suelo, información crucial para evaluar la capacidad portante y el potencial de asentamientos. Estos resultados fueron fundamentales para verificar el cumplimiento de los

requisitos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), asegurando la seguridad y el desempeño adecuado de la edificación.

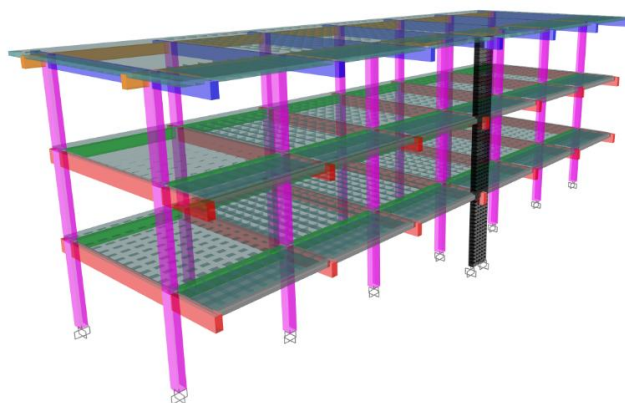


Figura 7 Estructura actual del edificio
Fuente: Este estudio.

El análisis estructural realizado reveló que la edificación presenta periodos de vibración elevados, alcanzando los 0.832 segundos. Este valor indica una respuesta dinámica prolongada, lo cual puede incrementar la vulnerabilidad de la estructura ante eventos sísmicos.

A partir del periodo de vibración obtenido y considerando los parámetros específicos de la microzona M4, se procedió a determinar el espectro de diseño sísmico. Este espectro, adaptado a las condiciones locales del suelo y la amenaza sísmica, permite evaluar con precisión la demanda sísmica que la estructura deberá soportar.

Tabla 7 Parámetros del espectro de diseño.
Fuente: Este estudio.

Fuente: Este estudio.				
Parámetros variables de los espectros de diseño				
A0 (g)	η	Tb(s)	Tc(s)	P
0.60	1.90	0.15	0.75	1.70
Parámetros fijos de los espectros de diseño				
Ta= 0,02		TL= 3 s		
Exponente de la rama hiperbólica = 2, para T>3 s				
PMR= 475 años				
1. Si $0 \leq T \leq 0,02$ s		$A(T) = A_0$		
2. Si $0,02 \text{ s} < T < T_b$		$A(T) = A_0[1 + (\eta - 1)(T - 0,02)/(T_b - 0,02)]$		
3. Si $T_b \leq T \leq T_c$		$A(T) = \eta A_0$		
4. Si $T_c < T \leq 3$ s		$A(T) = \eta A_0 (T_c/T)^P$		
5. Si $T > 3$ s		$A(T) = \eta A_0 (T_c/T)^P$		

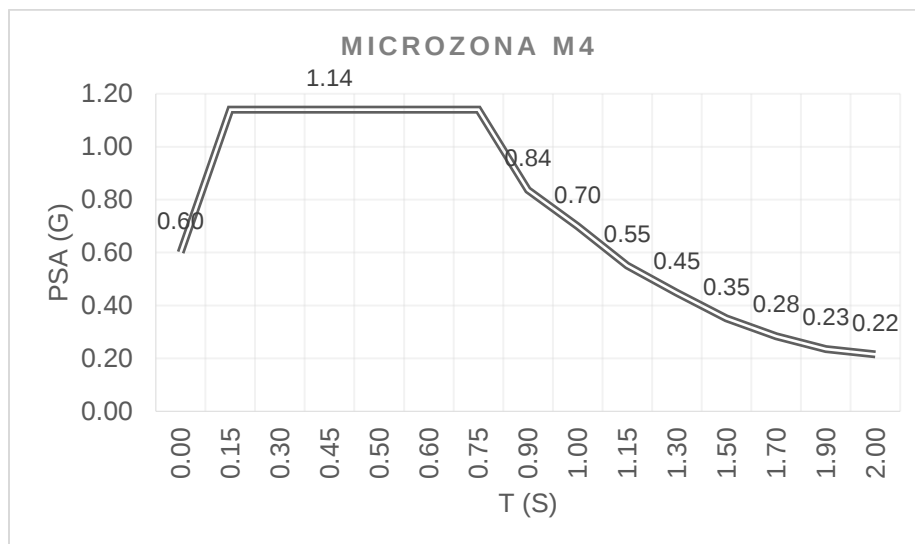


Figura 8 Gráfico de espectro.
Fuente: Este estudio.

La inspección técnica detallada del comportamiento sísmico de la edificación identificó dos deficiencias críticas. En primer lugar, se constató una distorsión excesiva entre pisos consecutivos, manifestada por derivas que superan el 2.00%. Este valor excede significativamente los límites permisibles establecidos por las normativas vigentes, lo que indica un alto riesgo.

En segundo lugar, el cortante dinámico total en la base, obtenido mediante análisis dinámico modal espectral, resultó ser inferior al 80% del cortante estático requerido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). Esta discrepancia sugiere una capacidad de resistencia sísmica insuficiente en la edificación, lo que podría comprometer su estabilidad ante la ocurrencia de un sismo de diseño.

Tabla 8 Cortante basal V.
Fuente: Este estudio.

Orientación	Fuerza estática (kg)	Fuerza espectral (kg)	Cortante basal (%)	Observación
Dirección 1	670.680,00	477.890,00	71,25%	< 80,00 No cumple
Dirección 2	670.680,00	506.200,00	75,48%	< 80,00 No cumple

A partir de los resultados del análisis estructural inicial, se procedió a determinar las cargas transmitidas por la edificación al suelo de fundación, considerando la combinación de carga muerta

más carga viva. La cuantificación de estas cargas es esencial para evaluar la presión de contacto con el suelo y garantizar la estabilidad de la cimentación.

Específicamente, la Tabla 9 presenta los esfuerzos transmitidos por cada apoyo, cuya ubicación se detalla en la Figura 2. Estos resultados son fundamentales para evaluar la estabilidad y la capacidad de carga del sistema suelo-cimentación, permitiendo verificar si el suelo es capaz de soportar las cargas impuestas por la edificación sin experimentar asentamientos excesivos o fallas por corte. La precisión en la determinación de estas cargas es fundamental para el diseño de refuerzos o modificaciones en la cimentación.

Tabla 9 Cargas transmitidas al suelo, estructura existente
Fuente: Este estudio.

Nivel	Ubicación (Ver Fig. 2)		FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	Sentido X	Sentido Y	(kg)	(kg)	(kg)	(kg-m)	(kg-m)	(kg-m)
Cargas frontales								
Base	Eje A	Muro Existente	644.65	-425.38	3,351.23	-139.66	4.99	13.46
Base			-641.87	-426.16	3,330.83	-139.53	-4.96	-13.44
Base	Eje B	Eje 1	1,243.16	706.6	40,437.34	-1,413.48	1,326.49	0.26
Base		Eje 2	-103.52	940.89	72,063.54	-1,663.00	-102.46	1.67
Base		Eje 3	-51.75	1,161.76	68,330.23	-1,915.46	-50.92	3.24
Base		Eje 4	1.11	2,428.63	47,268.93	-3,280.52	2.08	-0.15
Base		Eje 5	53.8	1,161.97	68,294.67	-1,915.06	54.92	-3.48
Base		Eje 6	106.75	939.36	72,137.32	-1,660.29	107.76	-1.89
Base		Eje 7	-1,252.63	697.16	37,480.13	-1,401.66	-1,334.45	-0.49
Cargas posteriores								
Base	Eje C	Eje 1	822.88	-633.6	23,607.90	-1.59	877.03	0.2
Base		Eje 2	-77.1	-1,534.49	43,007.14	945.59	-78.06	1.72
Base		Eje 3	15.94	-1,524.26	42,035.27	915.03	18.45	3.57
Base		Eje 4	1.66	-1,561.69	42,975.99	927.01	3	-0.12
Base		Eje 5	-13.13	-1,523.78	42,047.90	915.15	-12.97	-3.8
Base		Eje 6	81.68	-1,533.26	43,146.03	945.43	85.45	-1.95
Base		Eje 7	-829.16	-622.82	21,684.36	-10.48	-880.96	-0.57

Cimentación

El edificio fue construido con una cimentación de zapata corrida unidireccional, que se compone de vigas "T" invertidas y "L", según se aprecia en los planos estructurales. Esta cimentación es de tipo superficial, con una profundidad de desplante de 0,65 m, medida desde el nivel de contrapiso. Los cimientos están diseñados para recibir la carga total de la estructura, y las secciones empleadas se detallan a continuación:

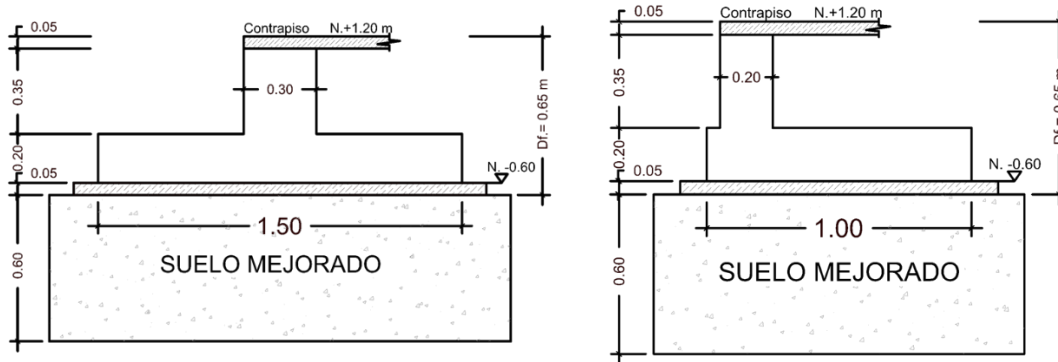


Figura 9 Cimentación
Fuente: Este estudio.

Debido a la ausencia de peraltes significativos, las secciones de la cimentación se clasifican como una fundación de tipo flexible. Para evaluar su adecuación, se verificó el cumplimiento de las dimensiones de la cimentación con las solicitaciones requeridas. Posteriormente, se empleó el método de los elementos finitos para analizar los asentamientos y esfuerzos en la cimentación.

En primer lugar, se determinó el ancho "B" de la zapata para los ejes "1" y "6" (Tabla 9), que son los puntos que transmiten la mayor carga al estrato. Luego, se compararon estas dimensiones con las existentes para verificar su adecuación.

Tabla 10 Cuadro de dimensionamiento de las zapatas.
Fuente: Este estudio.

Longitud eje de la viga (m)	Cargas totales eje 1"ΣPB" (kg)	q _{adm.} (kg/m ²)	$q_a = \frac{P}{A} \approx B = \frac{P}{q_a * L}$ (m)	Sección
6.00	115,283.35	16,850.00	1.14 ≈ 1.50	Viga T
6.00	64,045.24	16,850.00	0.63 ≈ 1.00	Viga L

A través de las ecuaciones de equilibrio encontramos la excentricidad de la carga máxima para nuestros dos tipos de viga.

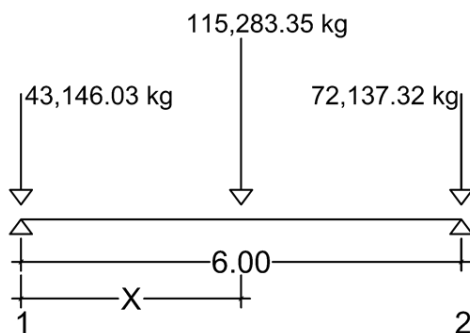


Figura 10 Cargas viga T
Fuente: Este estudio.

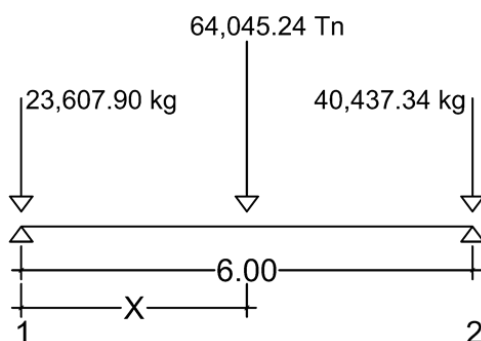


Figura 11 Cargas viga L
Fuente: Este estudio.

(1.0)

$\sum M(M_y)=0$	$\sum M(M_y)=0$
$X = \frac{72,137.32 \cdot (6.00)}{115,283.35} = 3.75 \text{ m}$	$X = \frac{40,437.34 \cdot (6.00)}{64,045.24} = 3.79 \text{ m}$

Obtenemos la presión máxima de contacto con el suelo.

Tabla 11 Presiones de contacto con el suelo.
Fuente: Este estudio.

X (m)	$XC_m = \frac{\text{longitud}}{2}$ (m)	$e = X - XC_m$ (m)	$q' = \frac{P}{B \cdot L} * \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{L}\right)$			
			$q'1 \text{ (kg/m}^2\text{)}$		$q'2 \text{ (kg/m}^2\text{)}$	
3.75	3.00	0.75	22,416.21	> q_admisible	3,202.32	< q_admisible
3.79	3.00	0.79	19,106.83	> q_admisible	2,241.58	< q_admisible

El análisis de la presión de contacto máxima, q' , ejercida sobre las vigas de cimentación tipo T y L, revela que excede la capacidad portante admisible del estrato. La distribución de la presión máxima de contacto con el suelo se presenta gráficamente en la figura adjunta, evidenciando la magnitud de la sobrecarga:

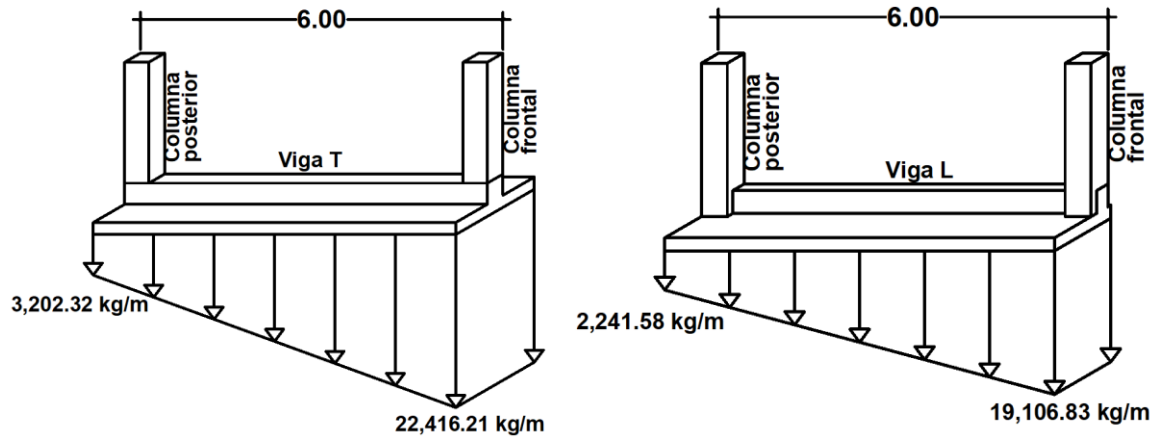


Figura 12 Presión máxima de contacto
Fuente: Este estudio.

La evaluación geotécnica ha revelado deficiencias en la capacidad de carga del suelo, lo que indica una distribución no uniforme de los esfuerzos transmitidos. Para cuantificar el impacto de esta condición, se procedió a determinar el asentamiento elástico resultante de las presiones de contacto con el estrato. Cabe señalar que este asentamiento se manifiesta de manera inmediata tras la aplicación de la carga.

Tabla 12 Asentamientos elásticos en los mayores puntos de presión del suelo (Tituaña, 2017).
Fuente: Este estudio.

Sección	l_p	B (m)	μ	E (kg/m ²)	$S_i = \frac{qB(1-\mu^2)}{E} l_p$ (m)
Viga T	1.694	1.50	0.35	181,713.39	0.28
Viga L	1.910	1.00	0.35	181,713.39	0.18

Los asentamientos elásticos iniciales constituyeron una fracción significativa de los asentamientos totales observados en la edificación. Estos asentamientos elásticos, ocurridos principalmente durante la fase de construcción, desencadenaron un proceso de deterioro progresivo de la cimentación, caracterizado por una pérdida gradual de estabilidad y resistencia del estrato de fundación. Para evaluar la estabilidad de la cimentación, se comprobó el peralte de los dos tipos de viga de cimentación, con el fin de obtener el momento crítico. En ambos casos, se utilizó el valor $q'1$, ya que la capacidad admisible del suelo es menor que la presión de contacto máxima. Con el objetivo de obtener una altura de viga económica, se consideró una cuantía de acero $\rho = 0.0075$.

Tabla 13 Comprobación de peraltes.
Fuente: Este estudio.

$Mu_{critico} = \frac{qL^2}{12}$ (kg-m)	ρ	$f'c$ (kg/m ²)	f_y (Kg/m ²)	$w = \frac{\rho * f_y}{f'c}$	$Ru = f'c * w (1 - 0.59w)$ (kg/m ²)	$d = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * b * Ru}}$ (m)
67,248.62	0.0075	2.10E+06	4.20E+07	0.15	287,122.50	0.42 < 0.55 ok
57,320.49	0.0075	2.10E+06	4.20E+07	0.15	287,122.50	0.47 < 0.55 ok

Con este análisis comprobatorio de las dimensiones de la cimentación mediante el método analítico, hemos obtenido un primer indicio de los problemas que presenta la edificación. En efecto, la presión de contacto con el suelo mayor a la capacidad portante del estrato se traduce en asentamientos. Es importante destacar que, cuando se presentan estratos con propiedades de baja capacidad admisible, es necesario incrementar la geometría de la sección de contacto con el suelo para garantizar la estabilidad de la estructura.

A continuación, procederemos a realizar el análisis por el método de elementos finitos, para lo cual determinaremos el valor del resorte del suelo que simula las propiedades del estrato.

Tabla 14 Análisis de la cimentación por el método de elementos finitos.
Fuente: Este estudio.

Longitud de la viga "L" (m)	Ancho "B" (m)	Numero de segmentos (unidad)	Longitud de segmentos "a" (m)	$k' = 1.50 \frac{E}{B}$ (kg/m ³)	$k = k' \left(\frac{L + 0.50B}{1.50L} \right)$ (kg/m ³)	$K = \frac{B * a * k}{L}$ (kg/m/m)	Sección
6.00	1.50	10.00	0.60	181,713.43	136,285.07	20,442.76	Viga T
6.00	1.00	10.00	0.60	272,570.14	196,856.21	19,685.62	Viga L

Ingresamos los valores, para una constante de resorte T y L

Figura 13 Propiedades del suelo.
Fuente: Este estudio.

Una vez ingresado los valores de las constantes de resorte del suelo, obtenemos los máximos asentamientos para la combinación Carga muerta + carga viva.

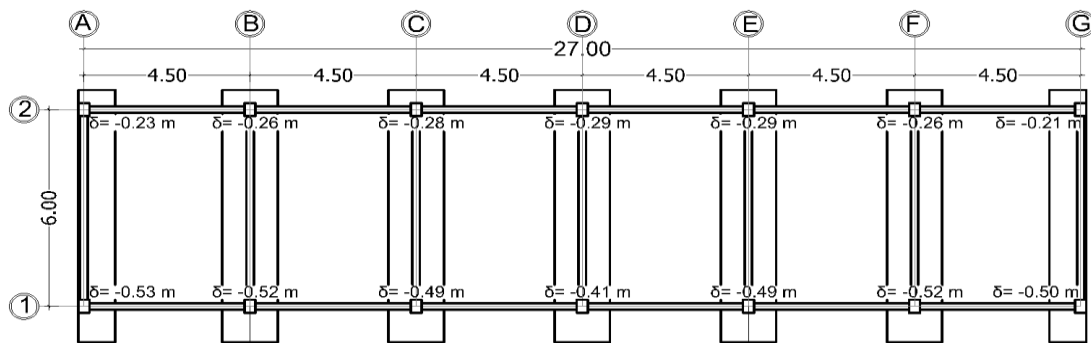


Figura 14 Ubicación de asentamientos, combinación carga muerta + carga viva (m).
Fuente: Este estudio.

Finalmente, esta investigación determinó las presiones de contacto máximas de la estructura con el suelo, para las vigas centrales "T" la máxima carga es 17,820.31 kg y para las vigas laterales "L" es 12,162.26 kg, vale recalcar que estas máximas cargas se sitúan en la parte frontal de la edificación.

Tabla 15 Presión máxima en cimentación vigas 'T' y 'L'.
Fuente: Este estudio.

Presiones de la estructura al suelo de fundación						
Ubicación	Combinación	Caso tipo	Fx kg.	Fy kg.	Fz kg.	Observación
Presiones frontales al suelo de la estructura						
A1	Cimentación	Combinación	1,243.24	706.55	12,162.26	Viga L
B1	Cimentación	Combinación	-102.96	940.89	17,820.31	Viga T
C1	Cimentación	Combinación	-50.63	1,161.76	16,780.95	
D1	Cimentación	Combinación	1.07	2,428.63	14,230.40	
E1	Cimentación	Combinación	52.59	1,161.97	16,838.68	
F1	Cimentación	Combinación	106.12	939.36	17,724.34	
G1	Cimentación	Combinación	-1,252.80	697.22	11,389.22	
Presiones posteriores al suelo de la estructura						
A2	Cimentación	Combinación	822.81	-633.55	5,198.45	Viga L
B2	Cimentación	Combinación	-77.66	-1,534.49	9,068.55	Viga T

C2	Cimentación	Combinación	14.82	-1,524.26	9,805.54	
D2	Cimentación	Combinación	1.71	-1,561.68	10,021.19	
E2	Cimentación	Combinación	-11.93	-1,523.78	9,856.40	
F2	Cimentación	Combinación	82.31	-1,533.26	9,060.18	
G2	Cimentación	Combinación	-828.98	-622.89	4,785.11	

Los resultados obtenidos mediante el método analítico y el de elementos finitos revelan que los problemas de asentamientos de la edificación se deben principalmente a la alta compresibilidad del suelo. Estos estratos se caracterizan por ser moldeables con la presencia de humedad, presentan poca estabilidad y se comprimen fácilmente bajo cargas. Además, las dimensiones de la cimentación presentan asentamientos elásticos de 28 cm, lo que indica que no resisten las deformaciones del suelo con estas propiedades.

Es importante destacar que los estratos con estas características tienden a disminuir en altura cuando experimentan determinadas condiciones de estado, como cambios en la densidad y humedad. Esto se traduce en una deformación del suelo bajo un esfuerzo vertical constante, especialmente cuando se produce un aumento en la humedad (Almendras, 2021). Aunque no se cuenta con un historial de registros de mediciones topográficas de los asentamientos del edificio, se dispone de una planimetría que muestra un asentamiento de 28 cm en la zona frontal (volado) donde convergen ambos bloques. Este asentamiento equivale a una pendiente del 3,00%.

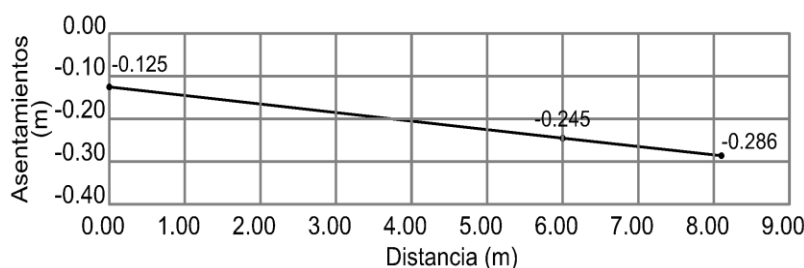


Figura 15 Pendiente de asentamiento.
Fuente: Este estudio.

Un asentamiento diferencial se define como la diferencia vertical entre dos puntos distintos de la cimentación de una estructura. Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción, se establecen los máximos asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre columnas (L), como se detalla en la Tabla 16.

Tabla 16 Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas.

Fuente: (NEC-SE-GC, 2015)

TIPO DE CONSTRUCCIÓN	Δ_{MAX}
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L/1000
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	L/500
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L/300
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L/160

De acuerdo con la NEC-SE-GC el máximo asentamiento permitido para la edificación es L/300, lo que equivale a un máximo de 2,00 cm, considerando que la máxima distancia entre apoyos es de 6,00 m. Existen diversas alternativas para contener los asentamientos diferenciales en estructuras con patologías similares, que afectan a muchas edificaciones. Sin embargo, se realizará un análisis enfocado en la alternativa más idónea para abordar este problema.

4. DISCUSIÓN

Según los resultados obtenidos, podemos concluir que los asentamientos experimentados por el edificio no solo han ocasionado daños a la estructura, sino que también se deben a una mala respuesta sísmica. Nuestro estudio reveló que el edificio experimenta derivas de piso mayores al 2%, lo que supera el límite establecido Norma Ecuatoriana de la Construcción, que establece un máximo del 2% (NEC-SE-DS, 2015). Las derivas de piso inelásticas que superan el 1,5%, requerirán que la estructura sea reforzada (Aguiar et al., 2016).

El análisis dinámico de la estructura reveló un período fundamental de vibración de 0.832 segundos. Este valor supera significativamente los límites establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015). Según la normativa, el período fundamental no debería exceder los 0.426 segundos (método 1) o los 0.554 segundos (método 2, que considera un incremento máximo del 30% sobre el método 1). Esta discrepancia indica una respuesta dinámica prolongada de la edificación, lo que incrementa su vulnerabilidad.

Adicionalmente, el análisis dinámico modal espectral evidenció que la respuesta de la estructura ante cargas dinámicas excede considerablemente los requerimientos de la NEC-SE-DS (2015). La determinación del período fundamental del suelo mediante estudios geofísicos arrojó valores entre 0.62 y 0.70 segundos, lo cual concuerda con el período fundamental del suelo de 0.50 segundos establecido en el estudio de microzonificación sísmica de Portoviejo para la microzona M4 (Yepes et al., 2017). La proximidad entre el período fundamental de la estructura y el del suelo puede generar un fenómeno de resonancia, amplificando la respuesta sísmica de la edificación.

Ante estos resultados, se concluye que es imperativo mejorar la respuesta de la edificación, especialmente considerando su exposición a un evento sísmico en 2016. Para lograr esto, se propone una estrategia integral que incluye la reducción de la masa estructural: mediante la sustitución de los paños de la losa de cubierta con perfiles metálicos tubulares de 100x50x3 mm y paneles de steel panel de 0.40 mm de espesor. Los volados por estructuras livianas, compuestas por perfiles metálicos 100x2 mm y paneles de fibrocemento de 20 mm de espesor, respectivamente.

La sustitución de la mampostería existente con paredes de mampostería con bloques alivianados, disminuyendo las cargas gravitacionales y por último incrementar la rigidez estructural mediante la incorporación de un sistema de arriostramiento con diagonales tubulares de acero estructural (sección 200x12 mm) en los pórticos de hormigón armado, lo que reduce el período de vibración y las derivas de piso (Lituma-Vicuña & Cañizares-Ortega, 2021).

Con el objetivo de optimizar el diseño estructural y garantizar el cumplimiento de objetivos de desempeño específicos, se implementó el método de elementos finitos en la etapa final de la modelización. Este análisis permitió evaluar el comportamiento de la estructura ante diversas solicitaciones, simulando escenarios de carga extrema y verificando la respuesta de los elementos estructurales.

Para validar la efectividad de las modificaciones propuestas y optimizar el diseño estructural, se implementó un análisis por desempeño mediante el método de elementos finitos. Este análisis permitió simular escenarios de carga extrema y evaluar la respuesta de los elementos estructurales, confirmando la mejora en el comportamiento de la edificación.

Los resultados del análisis demostraron que las modificaciones propuestas permitieron alcanzar los objetivos de desempeño establecidos. Específicamente, se obtuvo un período fundamental de 0.19 segundos, lo que indica una mayor rigidez y menor susceptibilidad a la resonancia sísmica. Asimismo, la deriva máxima de piso se redujo a 1.26%, cumpliendo con los límites permisibles establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) y minimizando el riesgo de daño estructural y no estructural. Finalmente, el cortante basal alcanzó el 88.89% del valor requerido por la NEC, asegurando una adecuada resistencia sísmica de la edificación.

Además, la implementación de las modificaciones propuestas contribuye a la disminución de las cargas transmitidas al suelo de fundación, mejorando la estabilidad del sistema suelo-cimentación.

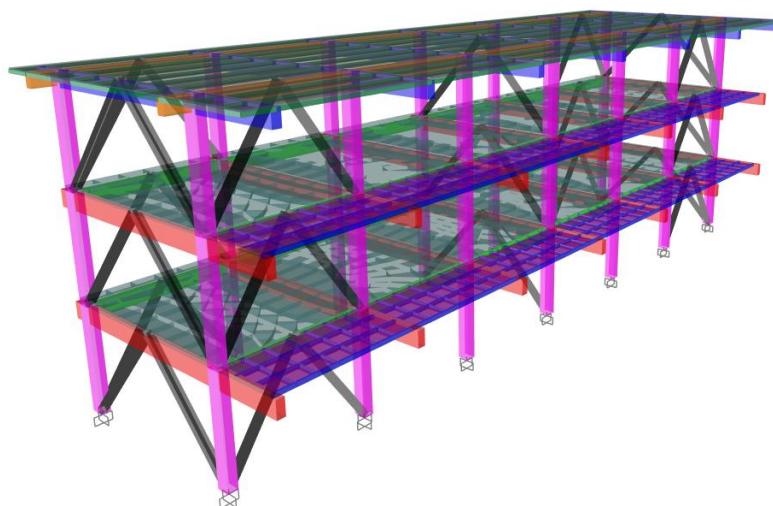


Figura 16 Propuesta del reforzamiento.
Fuente: Este estudio.

La disminución de cargas al suelo de fundación es un aspecto crucial en las labores de nivelación y recalce de la estructura. Sin embargo, en el caso de un estrato de fundación con características como las descritas, es fundamental considerar las implicaciones de la reducción de cargas en la estabilidad del suelo. El suelo coluvial presente en el área, caracterizado por un limo de

alta plasticidad, posee un comportamiento particular que lo hace susceptible a problemas asociados a baja resistencia al corte, excesivos cambios volumétricos y alta deformabilidad. Estas condiciones pueden colapsar la estructura del suelo y ocasionar asentamientos en las edificaciones.

Los estratos con estas características se han formado a través de la acumulación de material detrítico, como rocas, suelos y otros sedimentos, que han sido transportados por la gravedad o por procesos erosivos, y depositados sin un proceso adecuado de compactación. Esto ha generado una estructura inestable y problemas de deslizamientos. Es importante destacar que este tipo de suelos poseen una relativa buena condición de resistencia cuando su grado de saturación es muy bajo. Sin embargo, incrementar esta condición aumenta el riesgo de asentamientos, ya que son altamente compresibles.

El principal desafío es devolverle al inmueble su verticalidad y horizontalidad. Después de estudiar algunas soluciones que provoquen asientos desiguales y de sentido contrario a las existentes, se adopta la solución de recomendar la nivelación de la estructura con gatos hidráulicos en los apoyos cuyas bases hayan descendido más.

Es fundamental alivianar la transmisión de cargas al suelo de fundación previo a las labores de nivelación de la estructura. Debido a las condiciones del suelo, las actividades de nivelación y recalce deben realizarse en épocas de verano, cuando las presencias de lluvias son nulas. Es importante recordar que los limos plásticos se caracterizan por ser estratos resistentes en estado seco, pero que se deforman fácilmente con la presencia de humedad.

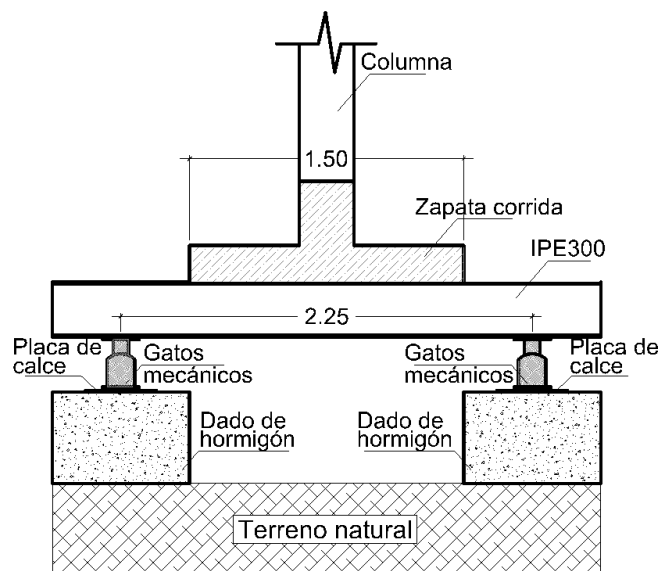


Figura 17 Esquema de colocación de elementos para nivelación de estructura.

Fuente: Este estudio.

Con el fin de facilitar la nivelación provisional de la zapata, previo al recalce definitivo del edificio (ver figura 17), se propone un esquema de montaje temporal. El cual consiste en la disposición de dados de hormigón, que servirán como base de apoyo estable, distribuyendo uniformemente la carga del gato hidráulico sobre el estrato subyacente y previniendo asentamientos. Sobre estos dados, se colocarán placas de acero de calce, que actuarán como una superficie de contacto plana y rígida, asegurando la transmisión uniforme de la fuerza ejercida por el gato hidráulico. Este último aplicará una fuerza vertical controlada y precisa, que se transmitirá a través de una viga IPE300, permitiendo ajustar la posición de la zapata al establecer contacto directo con

su base. Se enfatiza que este esquema, compuesto por dados de hormigón, placas de calce, gato hidráulico y viga IPE300, tiene un carácter exclusivamente provisional para las labores de nivelación, y no forma parte de la solución de reforzamiento permanente de la edificación.

El análisis de la viga IPE300 se fundamenta en la máxima carga transmitida por la edificación al estrato, la cual se ha determinado en 52,062.24 kg. Considerando que el ancho de la zapata es de 1.50 m, se asignó a la viga IPE300 una carga repartida de 34,708.16 kg/m en el tramo central. Bajo esta carga, se ha calculado una deflexión máxima de 1.09 mm.

En el marco de la presente investigación, se llevaron a cabo dos tipos de exploraciones de campo para caracterizar el suelo en el que se encuentra cimentada la estructura. Por un lado, se realizó una exploración directa mediante el Ensayo de Penetración Estándar (SPT), que determinó que la estructura se encuentra cimentada sobre limos de alta plasticidad (MH). Por otro lado, se llevó a cabo una exploración indirecta mediante técnicas geofísicas, como la sísmica de refracción y el análisis de ondas superficiales (MASW), que permitieron determinar que a partir de los 10 metros de profundidad se encuentran arenas más firmes y medianamente compactas.

La exploración indirecta también permitió determinar la velocidad de corte promedio (V_{s30}) en 200,00 m/s, lo que indica que estamos en presencia de un suelo tipo D, según la clasificación de sitio establecida en la Norma Ecuatoriana de la Construcción esta clasificación describe a los suelos tipo D como suelos rígidos (NEC-SE-DS, 2015).

Es importante mencionar que el estudio de microzonificación sísmica realizado en el año 2017 dividió a la ciudad en 6 microzonas, situando a la edificación en la microzona M4, con un V_{s30} entre 180 y 225 m/s. Esto lo cataloga como un suelo blando que ocupa las zonas bajas de la cuenca de la ciudad, con planicies fluvio-marinas y depósitos arenosos intercalados. Las exploraciones sísmicas y de microzonificación tienen enfoques diferentes, la microzonificación identifica áreas con diferentes niveles de riesgo sísmico, considerando factores como la geología, la topografía y la densidad de población. La sísmica de refracción, por su parte, contribuyó a identificar la estructura interna del suelo, las capas geológicas y sus discontinuidades. Ambos estudios son complementarios y facilitó a obtener una comprensión más completa del riesgo sísmico.

En cuanto a las técnicas de aplicación para el recalce, los pilotes pre-excavados y fundidos in situ aparecen como una alternativa viable a las técnicas tradicionalmente utilizadas. Estos pilotes ofrecen grandes ventajas que los hacen importantes en el momento de elegir una técnica para contener asentamientos diferenciales en una estructura con patologías similares.

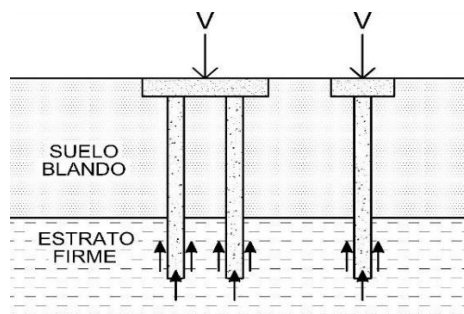


Figura 18 Pilotes
Fuente: Este estudio.

La aplicación de estas técnicas de intervención estructural ha arrojado resultados favorables, como lo demuestra la recuperación de viviendas en condiciones de emergencia. Un ejemplo notable

es el caso de estudio de las viviendas Renfe, ubicadas en Sevilla, España. En este proyecto, la intervención se centró en abordar los problemas estructurales causados por el desplazamiento del muro pantalla, que afectó las condiciones del suelo y generó nuevas solicitaciones que deterioraron la cimentación del edificio. Como resultado, se produjo una distorsión angular en los elementos estructurales y daños significativos en toda la estructura (Ferreira, 2015).

En el ámbito de la restauración, las técnicas de recalce son ampliamente utilizadas. Un ejemplo destacado es la intervención global realizada en el Mercado de Colón de Valencia, España. La restauración de este edificio histórico consistió en un proceso integral que abarcó el recalce, la consolidación y la readaptación de la cimentación. En cuanto a las fachadas, se sustituyeron los cimientos existentes y se realizó un cosido de los muros de carga para garantizar su estabilidad. Además, se utilizaron vigas y pilotes para transmitir las cargas al estrato resistente del suelo, lo que permitió asegurar la integridad estructural del edificio (Martínez, 2003).

Esta alternativa es ideal para el recalce de cimentaciones superficiales que están sobre estratos débiles. Crear una profundidad en estos cimientos los convierte en cimentaciones profundas, logrando que las cargas se dirijan a un punto más profundo y resistente del suelo, ubicándose debajo de la cimentación ya existente (sean zapatas corridas, zapatas aisladas o losas flotantes).

Se pretende realizar un análisis de procedimiento en función de los datos disponibles, estas estimaciones con ensayos in-situ ha sido una práctica común, y está basada en las correlaciones de SPT, válida para pilotes perforados y pilotes hincados en suelos granulares, que no contengan grandes proporciones de gravas gruesas y cuando el contenido de finos no supere el 35 % del peso total del suelo. Para el cálculo de las resistencias unitarias " q_p " existen distintas teorías y formulaciones, que dependen del tipo de suelo, la profundidad y el diámetro del pilote. Cabe mencionar que la resistencia disminuye con el incremento de la sección, debido a que la presión se distribuye sobre un área mayor.

Según el CTE (Comité Técnico de Edificaciones) la resistencia unitaria por punta se puede evaluar, con la expresión:

$$q_p = f_N * N_{SPT} \text{ (MPa)} \quad (2.0)$$

Siendo

$f_N = 0.40$ (para pilotes hincados)

$f_N = 0.20$ (para pilotes hormigonados in situ)

"N" el valor medio de N_{SPT} . A estos efectos se obtendrá la media en la zona activa inferior y la media en la zona pasiva superior. Son los valores medios en la zona punta del pilote, por efectos del diseño no se deben considerar valores de " N_{SPT} " mayores a 50 golpes.

Se efectuaron dos sondeos para el ensayo SPT. Ambas perforaciones presentan valores de N_{SPT} diferentes. El valor promedio de N_{SPT} es 18 golpes para el primer sondeo y 31 golpes para el segundo sondeo (tabla 4).

Para determinar la resistencia unitaria utilizamos el valor N_{SPT} de 29 golpes obtenida en el sondeo 1, a la profundidad de 6 m, si bien en la segunda perforación encontramos estratos con valores de N_{SPT} de 55 golpes. Por efectos de diseño no consideramos valores superiores a 50 golpes.

En cuanto al tipo de pilote se recomienda hormigonados in situ. Estos se pueden adaptar a diferentes condiciones del suelo, ofrecen alta resistencia a la compresión y a la tracción, tienen larga vida útil, proporcionando estabilidad y soporte a la estructura.

$$q_p = f_N * N_{SPT} \quad (3.0)$$

$$q_p = 0.20 * 29 = 5.80 \text{ MPa} \approx 59.14 \text{ kg/cm}^2$$

Determinamos la capacidad de carga del pilote, que se define como la cantidad máxima de carga que estos elementos pueden soportar sin fallar o deformarse excesivamente. Es importante destacar que la capacidad del pilote para soportar las cargas y transmitir las al suelo depende de su geometría y longitud, es decir, a mayor sección, mayor es su capacidad de soporte.

En esta investigación, se analizaron dos tipos de pilotes comúnmente utilizados en el recalce de cimentaciones: pilotes cuadrados y circulares. Sin embargo, se optó por utilizar pilotes cuadrados, debido a su mayor resistencia a la flexión y torsión, facilidad de construcción e instalación, y mejor distribución de cargas en el suelo. Para determinar la capacidad de carga de los pilotes, se seleccionaron dos tipos de secciones. Para la parte frontal del edificio, donde la presión de contacto con el suelo es mayor, se plantearon pilotes de sección 40x40 cm. Por otro lado, para la parte posterior del edificio, se propusieron pilotes de sección 30x30 cm:

$$Q_p = q_p * A_p \quad (4.0)$$

Capacidad de carga Q_p eje 1

$$Q_p = 59.14 * (40 * 40) = 94,624.00 \text{ Kg}$$

Capacidad de carga Q_p eje 2

$$Q_p = 59.14 * (30 * 30) = 53,226.00 \text{ Kg}$$

A través del ensayo de penetración estándar (SPT), realizamos dos sondeos hasta una profundidad de 6 metros, en los que encontramos suelos limosos de alta plasticidad. Además, mediante la técnica de sísmica de refracción, determinamos que a partir de los 10 metros de profundidad existen suelos densos o roca blanda con una velocidad de onda cortante (V_s) de 200,00 m/s. Los estratos con estas características presentan una alta cantidad de partículas sólidas en un volumen determinado, lo que se traduce en una baja porosidad, alta resistencia a la compresión, baja deformabilidad y alta estabilidad. Tomando como referencia estas características, se sugiere un estimativo del incremento del número de golpes a partir de los 6 metros de profundidad.

Tabla 17 Numero de golpes sondeo 1 y estimaciones a partir de 6 m.

Fuente: Este estudio.

Sondeo 1				
	Profundidad	Numero de golpes	% de incremento	
Pilote sección 40x40 cm	0			
	1	7		
	2	15	214.29%	Pilote sección 30x30 cm
10 D	3	12	-25.00%	10 D
	4	17	41.67%	
	5	20	17.65%	
Valor promedio SPT	6	29	45.00%	Valor promedio SPT
4D	7	34	17.24%	4D
	8	40	17.65%	
	9	47	17.50%	
	10	55	17.02%	
	11	64	16.36%	
	12	75	17.19%	

Según se observa en la Tabla 17, para realizar el estimativo desde los 6 metros de profundidad, se seleccionó el menor porcentaje de incremento del número de golpes, que se ubica entre las profundidades de 4 y 5 metros. Para obtener el número de penetración estándar corregido ponderado de 10D arriba y 4D abajo " N_{corr} ", se consideró como valor promedio del número de penetración estándar los resultados hasta la profundidad de 6 metros. Con base en esto, se utilizó el método de Meyerhof para determinar la resistencia al fuste de los pilotes, considerando las dos secciones propuestas: 40x40 cm y 30x30 cm, respectivamente, y una longitud de 12 metros.

Penetración estándar corregido N_{corr} y resistencia al fuste Q_s eje 1

10D = 4.00 m (10 veces el diámetro hacia arriba, en este caso sería la base del pilote)

4D = 1.60 m (4 veces el diámetro hacia abajo, en este caso sería la base del pilote)

$$N = \frac{15 + 12 + 17 + 20 + 29 + 34 + 40}{7} = 23.85 \approx 23.00$$

$$Q_s = 0.02 * N * A_s * L$$

(5.0)

$$Q_s = 0.02 * 23 * (4 * 40) * 1200 = 88,320.00 \text{ kg}$$

Penetración estándar corregido N_{corr} y resistencia al fuste Q_s eje 2

10D = 3.00 m (10 veces el diámetro hacia arriba, en este caso sería la base del pilote)

4D = 1.20 m (4 veces el diámetro hacia abajo, en este caso sería la base del pilote)

$$N = \frac{12 + 17 + 20 + 29 + 34}{5} = 22.40 \approx 22.00$$

$$Q_s = 0.02 * N * A_s * L$$

(6.0)

$$Q_s = 0.02 * 22 * (4 * 30) * 1200 = 63,360.00 \text{ kg}$$

Determinada la capacidad de carga del pilote " Q_p " y la resistencia a la fricción " Q_s ", obtenemos la capacidad de soporte de carga permisible para cada pilote " Q_{perm} ", considerando un factor de seguridad " FS " igual a 3:

$$Q_{perm} = \frac{Q_p + Q_s}{FS}$$

(7.0)

Capacidad de soporte de carga permisible para cada pilote Q_P eje 1

$$Q_{perm} = \frac{94,624.00 + 88,320.00}{3} = 60,981.33 \text{ kg}$$

Capacidad de soporte de carga permisible para cada pilote Q_P eje 2

$$Q_{perm} = \frac{53,226.00 + 63,360.00}{3} = 38,862.69 \text{ kg}$$

Con este análisis, en la tabla (18), se detallan las nuevas cargas de la estructura con la propuesta de reforzamiento y la cantidad de pilotes pre-excavados y fundidos in situ requeridos en cada punto para el recalce de la estructura:

Tabla 18 Cargas de la estructura propuesta de reforzamiento y cantidad de pilotes.
Fuente: Este estudio.

Nivel	Ubicación	Cargas de la estructura (kg)	Sección de pilote recomendado (cm)	Cantidad de Pilotes
Cargas y propuesta de pilotes para el recalce eje 1				
Base	A1	36,482.89	30 x 30	1.00
Base	B1	43,039.36	40 x 40	1.00
Base	C1	46,401.80	40 x 40	1.00
Base	D1	52,062.24	40 x 40	1.00
Base	E1	46,409.53	40 x 40	1.00
Base	F1	43,106.31	40 x 40	1.00
Base	G1	35,683.84	30 x 30	1.00
Cargas y propuesta de pilotes para el recalce eje 2				
Base	A2	20,966.62	30 x 30	1.00
Base	B2	30,684.45	30 x 30	1.00
Base	C2	33,329.43	30 x 30	1.00
Base	D2	30,457.41	30 x 30	1.00
Base	E2	33,359.13	30 x 30	1.00
Base	F2	30,797.15	30 x 30	1.00
Base	G2	20,347.13	30 x 30	1.00

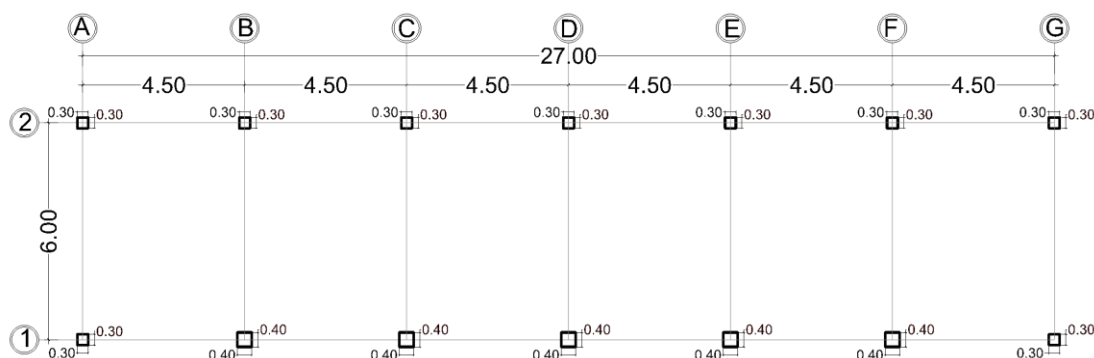


Figura 19 Ubicación de pilotes.
Fuente: Este estudio.

La ejecución de las tareas de recalce es un proceso lento y preciso que requiere una planificación cuidadosa. El objetivo es transmitir la presión de contacto con el suelo a un estrato más resistente. El proceso comienza con el apuntalamiento de toda la edificación, seguido de la demolición de los paños de la losa de cubierta y el derrocamiento de la mampostería en paredes. Una vez completadas las tareas de alivianamiento, se procede a retirar el suelo hasta la profundidad de cimentación mediante excavaciones manuales. Esto permite dejar al descubierto los elementos que conforman la cimentación, como las zapatas corridas y las vigas de trabe.

Para la colocación de los equipos de nivelación, se excava aproximadamente 1,00 m de profundidad por debajo del plinto donde se ubica cada columna. Este espacio es necesario para las maniobras de nivelación, que requieren la utilización de gatos hidráulicos con capacidad de elevación de 30.000,00 kg. Cada elevador se apoyará sobre una placa de calce de acero de espesor 20 mm y debajo de esta un bloque temporal de hormigón. Es importante destacar que no se recomienda ejercer presión directamente sobre la zapata, ya que esta fuerza de elevación podría romper el cimiento. Por lo tanto, se debe colocar entre la base del plinto y el elevador una viga IPE300, que distribuirá la presión en toda la base de la zapata.

Una vez nivelada la estructura, se realiza un orificio en el patín de la viga "T" invertida y/o "L" de cimentación, por donde se accederá para la realización de la perforación. La perforación del subsuelo se puede realizar sin entibación, siempre y cuando el estrato posea un grado de saturación ínfimo. En el caso de suelos granulares donde se requiere perforar hasta 12 metros, se empleará una perforadora de rotación hidráulica sin percusión, con barrenas continuas de dos dimensiones. Para pilotes de sección 30x30 cm se emplearán barrenos de $\varnothing$ 450 mm y para los pilotes de 40x40 cm barrenos de $\varnothing$ 600 mm.

Durante la perforación, especialmente al final de la misma, se comprobará en lo posible la dureza del estrato atravesado. Para las labores de hormigonado, se deberá controlar la consistencia y fluidez del concreto, para garantizar que no se produzcan fenómenos de atascos o bolsas de hormigón segregado o mezclado con el lodo de perforación.

Finalizada esta etapa, se procede con la colocación de la armadura, mediante pinchado de la misma en el hormigón fresco. La armadura se colocará sobre el pilote y se introducirá un tramo de la longitud por su propio peso y el tramo restante con la ayuda del vibrador. Durante las labores de perforación y fundición de los pilotes, pueden variar los niveles de la edificación. Por lo tanto, culminadas las labores de fundición de los elementos de recalce, se deberán verificar los niveles de la estructura.

Para asegurar una transmisión eficiente de las cargas desde la estructura existente hacia los nuevos elementos de recalce, se implementará una viga de enlace o de coronación. Esta viga, que ocupará el espacio de aproximadamente 1 metro entre la cabeza del pilote y la base de la zapata existente, desempeñará un papel crucial en la distribución uniforme de las cargas. Al conectar rígidamente la zapata con los pilotes, la viga de coronación evitará concentraciones de esfuerzos y asentamientos diferenciales, garantizando un comportamiento monolítico del conjunto recalzado. Además, esta viga proporcionará una mayor rigidez al sistema de cimentación, mejorando su capacidad para resistir cargas verticales y horizontales.

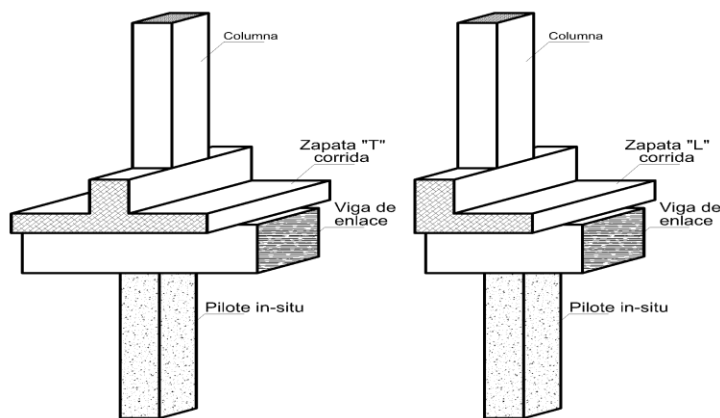


Figura 20 Detalles de recalce.

Fuente: Este estudio.

5. CONCLUSIONES

La presente investigación se centró en la evaluación del comportamiento de la estructura sometida a cargas de servicios y sísmicas. Los resultados mostraron que la edificación en su estado actual no cumple con las exigencias de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Para abordar esta deficiencia, es imperioso la eliminación de los paños de la losa de cubierta y los voladizos, sustituyéndolos por una estructura metálica aligerada, disminuyendo significativamente el peso propio de la edificación. Esta reducción de peso se traduce directamente en una disminución de la presión transmitida al suelo de cimentación, mejorando así la capacidad portante y reduciendo el riesgo de futuros asentamientos.

La implementación de diagonales metálicas en áreas estratégicas de la estructura, como los pórticos laterales y centrales, tiene como objetivo principal incrementar la rigidez lateral, mejorando significativamente la capacidad de la edificación para resistir fuerzas horizontales, especialmente aquellas generadas por efectos de sismos. Este reforzamiento proporciona una mayor estabilidad al conjunto estructural, distribuyendo las fuerzas de manera más eficiente y reduciendo las deformaciones excesivas. Adicionalmente, esta propuesta de reforzamiento reduce el periodo de vibración de la estructura de 0.832 s a 0.19 s, ajusta el cortante basal en un 88.89 % y limita la deriva máxima al 1.26 %.

La ciudad de Portoviejo, debido a su ubicación geográfica y conformación geológica, es propensa a la presencia de suelos comprensibles que generan daños significativos en las edificaciones. La aparición de grietas y distorsiones es un claro indicio de estos problemas.

Para abordar esta problemática, se plantea la implementación de pilotes pre-excavados y hormigonados in situ. Se proponen dos secciones de pilotes, 30x30 cm y 40x40 cm, ambos con una longitud de 12 metros. Estos elementos estructurales están diseñados para transferir las cargas desde un estrato de suelo con resistencia deficiente hacia un nivel inferior con mayor capacidad portante.

La implementación de pilotes pre-excavados y fundidos in situ se presenta como una solución óptima para el recalce de estructuras, especialmente en entornos urbanos y terrenos complejos, gracias a su eficiencia técnica y económica. Esta solución ofrece una adaptabilidad superior a las condiciones geotécnicas específicas del estrato, minimizando las alteraciones del suelo y las vibraciones, lo que protege las estructuras adyacentes y permite un control preciso del proceso. A diferencia de otras técnicas de cimentación profunda, la flexibilidad en el diseño de los pilotes pre-excavados y fundidos in situ, tanto en longitud como en sección, permite una optimización basada en la estratigrafía del suelo y las cargas aplicadas. Esta adaptabilidad se traduce en una reducción de costos, al minimizar el uso de materiales y evitar la necesidad de equipos especializados para la hinca de pilotes prefabricados. Además, la capacidad de realizar inspecciones detalladas, pruebas de carga y el monitoreo continuo mediante instrumentación geotécnica, asegura una solución duradera y segura, garantizando la estabilidad a largo plazo de la estructura. Además, la técnica de pilotes excavados y fundidos in situ permite una mejor adaptación a suelos con presencia de obstáculos o estratos con diferentes características, lo que reduce el riesgo de rechazo durante la instalación. En comparación con los pilotes hincados, los pilotes excavados generan menos vibraciones, lo que minimiza el impacto en estructuras vecinas y reduce el riesgo de daños.

Asimismo, se ha llevado a cabo un análisis exhaustivo de las condiciones actuales de la edificación, identificando las áreas críticas que requieren atención prioritaria. Este análisis ha permitido determinar la ubicación y el dimensionamiento óptimo de los pilotes, garantizando una distribución uniforme de las cargas y una mejora significativa en la estabilidad de la estructura.

Para las labores de nivelación y recalce de la edificación, se considera fundamental ejecutar tareas de alivianamiento estructural. Esto comprende la demolición controlada de los paños de la losa de cubierta, la sustitución de la mampostería artesanal por una del tipo liviano, la cual al poseer menor rigidez y masa no impone restricciones significativas a la deformación de las columnas.

Dado que la estructura se configura como un sistema aporticado, la rigidez lateral es proporcionada principalmente por vigas y columnas, siendo la mampostería un elemento de relleno que contribuye principalmente la carga muerta. Por consiguiente, la implementación de mampostería liviana reduce la carga sin alterar la rigidez lateral de la edificación, mejorando su desempeño.

La demolición de la escalera existente se propone con el objetivo de mejorar la accesibilidad para futuras reparaciones del inmueble. Dada su naturaleza como elemento autónomo, no integrado estructuralmente con el edificio de postgrados, su remoción no comprometerá la integridad de las edificaciones colindantes. Posteriormente, se podrá construir una nueva escalera con una estructura liviana, lo que minimizará los esfuerzos sobre la cimentación y garantizará la estabilidad y seguridad de la edificación. Esta reducción de peso y la mejora en la accesibilidad facilitarán la ejecución de las labores de recalce y optimizarán el comportamiento a largo plazo de la estructura. La función de la escalera se limita exclusivamente al acceso vertical, sirviendo como punto de convergencia y tránsito, sin contribuir a la estabilidad estructural de los edificios.

6. AGRADECIMIENTOS

Expreso mi sincero agradecimiento a todas las instituciones y colaboradores que hicieron posible la culminación de esta investigación. Reconozco la invaluable contribución de los profesores de los módulos y talleres del programa de maestría, cuya dedicación y apoyo fueron fundamentales. En particular, agradezco al Dr. Alfonso Fernández, mi tutor, por su guía experta, exigencia y compromiso, que impulsaron mi crecimiento profesional.

Extiendo mi gratitud a los directivos, docentes, técnicos y personal administrativo del Instituto de Posgrado de la Universidad Técnica de Manabí, por su integridad y profesionalismo. Su apoyo institucional fue esencial para el desarrollo de este trabajo.

7. REFERENCIAS

- Aguiar, R., & Miele, Y. (2016). Análisis de los Edificios que Colapsaron en Portoviejo durante el Terremoto del 16 De Abril de 2016. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 21(3), 257-282. <https://doi.org/https://doi.org/10.24133/riie.v21i3.601>
- Aguiar, R., & Vera, J. R. (2024). Estudios Post Terremoto de estructuras afectadas por el sismo de 2016. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 29(1), 75-141. <https://doi.org/https://doi.org/10.24133/9drge50>
- Aguiar, R., Ferrín, A., & Pilligua, M. (2016). Comportamiento del bloque estructural de la Facultad de Comercio Exterior de la ULEAM durante el terremoto del 16 de abril del 2016. *Ciencia*, 18(4), 469-481. <https://doi.org/https://doi.org/10.24133/ciencia.v18i4.308>
- Aguiar, R., García, L., & Zevallos, M. (2017). Reforzamiento Sísmico de Edificio Banco Central de Manta. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 22(4), 479-501. <https://doi.org/https://doi.org/10.24133/riie.v22i4.655>
- Aguiar, R., Zevallo, M., Menéndez, E., Palacios, J., & García, L. (2016). Reforzamiento de Grada de Acceso a Facultad de Administración y Economía de Universidad Técnica de Manabí. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 21(3), 283-299. <https://doi.org/https://doi.org/10.24133/riie.v21i3.602>
- Almendras, A. (2021). Determinación de asentamientos en cimentaciones a partir del coeficiente de consolidación (Cc) de suelos arcillosos. *Ciencias Sur*, 5(6), 1-7. <http://dicyt.uajms.edu.bo/revistas/index.php/ciencia-sur/article/view/734>
- Almendras, A. (2021). Potencial de colapso en suelo limosos. *Ciencia Sur*, 4(5), 14-25. <https://dicyt.uajms.edu.bo/revistas/index.php/ciencia-sur/article/view/799>
- D5777-18. (2018). Guía estándar para la Utilización del método de refracción sísmica para la investigación del subsuelo. *Comité ASTM D-18 de Suelos y Rocas*. ASTM International, Estados Unidos, enero. <https://doi.org/10.1520/D5777-18>
- Da Casa-Martín, F., Echeverría-Valiente, E., y Celis-D'Amico, F. (2022). La intervención en cimentaciones en suelos problemáticos a través de los tratados históricos de construcción en español. *Revista de la Facultad de arquitectura y Urbanismo de la Universidad de Cuenca*, 11(21), 42-62. <https://doi.org/https://doi.org/10.18537/est.v011.n021.a03>
- Duque-Escobar, G., & Escobar-Potes, C. E. (2016). Geomecánica. Manizales: Universidad Nacional de Colombia. <https://repositorio.unal.edu.co/handle/unal/57121?show=full>

- Ferreira, A. (2015). "Recuperación de Viviendas en condiciones de emergencia. Estudio de caso: Viviendas RENFE (Sevilla)". *Tesis Doctoral*. Escuela Técnica superior Ingeniería de Edificación, España, abril.
- García, L. J., Palacios, J., Escobar, A., & Zambrano, L. (2021). "Análisis Estructural y propuesta de reforzamiento del edificio de Facultad de Ciencias Humanísticas de la Universidad Técnica de Manabí". *Riemat*, 6(1), 14-25. <https://doi.org/https://doi.org/10.33936/riemat.v6i1.3686>
- Lituma-Vicuña, M., & Cañizares-Ortega, F. (2021). Análisis del desempeño de un pórtico de hormigón armado con arriostramiento concéntrico de acero estructural. *Polo del conocimiento*, 6(12), 1168-1190. <https://doi.org/10.23857/pc.v6i12.3430>
- Martínez, D. E. (2003). La restauración del Mercado de Colón de Valencia. *Loggia, Arquitectura & Restauración*, 1(17), 50-67. <https://doi.org/https://doi.org/10.4995/loggia.2005.3493>
- NEC-SE-CG. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción, seguridad estructural de las edificaciones: Cargas (no sísmicas). Ministerio de desarrollo Urbano y Vivienda, Quito, diciembre. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- NEC-SE-DS. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción, seguridad estructural de las edificaciones: Peligro Sísmico, diseño sísmo resistente. Ministerio De Desarrollo Urbano y Vivienda, Quito, diciembre. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- NEC-SE-GC. (2015). Norma Ecuatoriana de la construcción, seguridad estructural de las edificaciones: Geotécnia y Cimentaciones. Ministerio de desarrollo Urbano y Vivienda, Quito, diciembre. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Palacios, J., Zevallos, M., García, L., Villacreses, C., & Menéndez, E. (2019). Reforzamiento Estructural con Muros de Corte, de Edificio de la Facultad de Filosofía y Letras de La Universidad Técnica de Manabí. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 24(2), 201-222. <https://doi.org/https://doi.org/10.24133/riie.v24i2.1284>
- Tituaña, B. (2017). *Mecánica de suelo II*. Slideshare.net, : <https://es.slideshare.net/slideshow/asentamiento-elastico/76846676>
- Yepes, H., Ramón, P., & Beauval, C. (2017). Contrato de emergencia para: "Estudio de microzonificación sísmica del cantón portoviejo, segunda fase". Equipo IGEPN-FUNVISIS. Consultoría.