

p-ISSN: 1390-5546
e-ISSN: 2631-2557



VOLUME
15



INVESTIGACIÓN & DESARROLLO

REVISTA DE DIVULGACIÓN CIENTÍFICA Y CULTURAL
AMBATO - ECUADOR - SEMESTRAL



DIDE
Dirección de
Investigación
y Desarrollo

ENERO - JULIO

Nº1

Directora general

Ph.D. Lizette Elena Leiva Suero

Directora de Investigación y Desarrollo de la Universidad Técnica de Ambato. Doctora en Ciencias Médicas. Especialista de Medicina Interna. Profesora Titular. Universidad Técnica de Ambato – Ecuador. Email: le.leiva@uta.edu.ec

Editor en jefe

Ph.D. Alberto Bustillos

Docente Investigador, Doctor en Biotecnología. Universidad Técnica de Ambato – Ecuador. Email: aa.bustillos@uta.edu.ec

Editor subrogante

Ph.D. Irvin Ricardo Tubón Usca

Docente Investigador, PhD en Ciencias Biotecnológicas y Farmacéuticas, Master en Farmacia, Universidad Técnica de Ambato – Ecuador. Email: ir.tubon@uta.edu.ec

Coordinadora del volumen

Ph.D. Margarita Mayacela

Docente Investigadora, Especialista en Ingeniería Civil e Industria., Universidad Técnica de Ambato.

Consejo editorial

Ph.D. Karla Ramirez Estrada, Doctora en Biotecnología, Docente en Universidad Autónoma de Nuevo León - México. Email: Karla.ramirezst@uanl.edu.mx

Ph.D. Verónica Palomera, Doctora en Biomedicina, Universidad de Barcelona - España y Universidad de Guadalajara – México. Email: veronica.pavalos@academicos.udg.mx

Ph.D. Alexander Bernal Cabrera, Especialista en fitopatología, Profesor de la Universidad Central Marta Abreu de las Villas – Cuba. Email: alexanderbc@uclv.edu.cu

Ph.D. Marco Edel Martínez Montero. Especialista en biotecnología vegetal. Centro de Bioplanta-UNICA – Cuba. Email: cubaplantas@gmail.com

Ph.D. Margarita Mayacela. Especialista en Ingeniería Civil e Industria. Universidad Técnica de Ambato – Ecuador. Email: cm.mayacela@uta.edu.ec

Ph.D. José Luis Mullo Casillas. Especialista en soldadura y autotrónica. Pontificia Universidad Católica de Chile – Chile. Email: jlmullo@uc.cl

Ph.D. Dafni Mora. Especialista en energías. Universidad Tecnológica de Panamá – Panamá. Email: dafni.mora@utp.ac.pa

Ph.D. Dumar Alexander Jaramillo. Especialista en veterinaria. Universidad de los Llanos – Colombia. Email: dumar.jaramillo@unillanos.edu.co

Ph.D. Luis Apaza Ticona. Especialista en Productos Naturales, Farmacognosia, Fitoquímica, Fitomedicina. Universidad Complutense de Madrid – España. Email: lnapaza@ucm.es

Ph.D. Luis Felipe Contreras. Especialista en Metalurgia y Ciencias de Materiales. Profesor Universidad Técnica de Ambato – Ecuador. Email: lf.contreras@uta.edu.ec

MSc. Sara Patricia de Oliveira Santos. Especialista en Biotecnología - Biología Sintética. Laboratorio Central de Saúde – Brasil. Email: sara_biotec@hotmail.com

Ph.D. Jorge Alexander Briceño. Especialista en química. Profesor Universidad Estatal de Bolívar – Ecuador. Email: jbriceno@ueb.edu.ec

Ph.D. René Faruk Garzozi Pincay. Especialista en Ciencias Sociales. Universidad Estatal Península de Santa Elena – Ecuador. Email: renegarzozi@hotmail.com

Ph.D. Mayken Espinoza Andaluz. Especialista en ingeniería. Escuela Politécnica del Litoral -Ecuador. Email: masespin@espol.edu.ec

Ph.D (c). Betzabeth Suquillo. Especialista en Ingeniería Civil. Universidad de Chile – Chile. Email: bsuquillo@ug.uchile.cl

PhD. Leonardo Fabián Rentería. Especialista en robótica y electrónica. Universidad Nacional de Chimborazo – Ecuador. Email: leonardo.renteria@unach.edu.ec

Ph.D (c). Leonardo Freire Santiago. Especialista en Hematología – Proteómica. Laboratorio Central de Saúde – Brasil. Email: leonardofsantiago@gmail.com

Ph.D. Juan Pablo Haro. Especialista en evaluación proyectos de desarrollo y Agricultura Sustentable. Universidad Politécnica de Chimborazo -Ecuador. Email: juanpa_123@hotmail.com

Ph.D. Adriana Beatriz Sánchez. Especialista en Botánica y Fruticultura. Universidad Técnica de Manabí – Ecuador. Email: adriana.sanchez@utm.edu.ec

Ph.D. Elena Hernández Navarro. Médico especialista en Ciencias Pedagógicas. Universidad Técnica de Ambato – Ecuador. Email: ev.hernandez@uta.edu.ec

Dr. Gerardo Fernández. Médico Especialista en pediatría. Universidad Técnica de Ambato – Ecuador. Email: gfernandez@uta.edu.ec



INVESTIGACIÓN & DESARROLLO

REVISTA DE DIVULGACIÓN CIENTÍFICA Y CULTURAL

Equipo técnico

Ing. Alexandra Andrade Naranjo.
Ingeniera en Sistemas, Asistente de Investigación de la Dirección de Investigación y Desarrollo DIDE. Universidad Técnica de Ambato – Ecuador. Email: aa.andrade@uta.edu.ec

Dr. Patricio Peñaherrera Zambrano.
Doctor en contabilidad y auditoría. Universidad Técnica de Ambato – Ecuador. Email: ppenaher-
ra@uta.edu.ec

MSc Ricardo Xavier Proaño Alulema.
Especialista en Interconectividad de Redes. Universidad Técnica de Ambato – Ecuador. Email: xavierproaño@uta.edu.ec

Ph.D. Víctor Peñafiel Gaibor.
Especialista en sistemas avanzados de hardware y software. Universidad Técnica de Ambato – Ecuador. Email: vi.penafiel@uta.edu.ec

Traducción

Ing. Ruth Viviana Barona Oñate.
Especialista en la Enseñanza del Idioma Inglés como Lengua Extranjera, perito en el Idioma Inglés. Universidad Técnica de Ambato – Ecuador. Email: rv.barona@uta.edu.ec

Revisores

Máster Hector Vistín
Máster Juan Esteban Pazmiño Ortiz
MBA Galo Jiménez. Supralive S.A.
Mg. Lenin Rodríguez. ISTDG
Mg. Marco Días. PICOSA
MSc. Juan Pablo Chacón Sánchez. Ingenio Innova
Ph.D.(c) Edwin Paccha Herrera. Universidad Nacional de Loja / Universidad de Chile
MSc. Abraham Cea. MORONI CEA BUILDING LAB. Chile
Ph.D. Leonardo Fabian Rentería Bustamante. Universidad Nacional de Chimborazo
Ph.D.(c) Betzabeth Jessenia Suquillo Ronquillo. Universidad de Chile
Ing. Juan Carlos López. Blue Stone Energy
Dra. Erica Lorenzo García. Docente e Investigadora. Universidad Estatal Península de Santa Elena
Ing. Maria Gabriela Soria Pugo. Laboratorio de Ensayo de Materiales – UPS.
Mauricio Cely. Pontificia Universidad Católica del Ecuador
Albert Leonard Alzate Ramírez. Universidad de Medellín – Colombia
Dr. Mario Alberto Marmolejo Cardona. Universidad del Quindío – Colombia
Ph.D. Rolando Calero Mendoza. Director de Carrera Petróleos- Universidad Estatal Península de Santa Elena
Dr. Francisco Molina Pérez. Universidad de Antioquia – Colombia
Dr. Francisco Molina Pérez. Universidad de Antioquia – Colombia
Miguel Andrés Guerra. Universidad San Francisco de Quito
Darío Londoño. Universidad del Quindío – Colombia
Arq. Gilda Rubira Gómez, MSc. Universidad Estatal Península de Santa Elena
Jaime Edisson Torres Rincón. Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia
Alfredo Ojeda, IC. MSc. Dpto Ing. Civil y Ambiental. Universidad del Norte – Colombia
Ing. Jorge Geovanni Ladines Villamar. Docente en Nivelación y Admisión del Senescyt.
Andres Patricio Cabrera Flor. Universidad del Azuay
Carlos Riveros. Universidad de Antioquia – Colombia
Wilson Cando. Pontificia Universidad Católica del Ecuador
MSc. Fidel V. Chuchuca Aguilar. Universidad Estatal Península de Santa Elena
Ing. Leonardo Cano Saldaña MSc. PhD. Universidad del Quindío – Colombia
MSc. William Valencia Mina. Universidad del Quindío – Colombia
Brenda Reyes Tomalá, Mgt. Universidad Estatal Península de Santa Elena
Ph.D. Pablo Raúl Valle Velasco. Universidad Técnica de Ambato
Mg. Alejandra Marlene Lascano Moreta. Universidad Técnica de Ambato
Mg. Jorge Patricio Guamanquispe Toasa. Universidad Técnica de Ambato
Mg. Segundo Manuel Espín Lagos. Universidad Técnica de Ambato
Mg. Santiago Paúl Cabrera Anda. Universidad Técnica de Ambato
Mg. Gonzalo Eduardo López Villacís. Universidad Técnica de Ambato
Mg. María Belén Paredes Robalino. Universidad Técnica de Ambato
Ms.C. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla. Universidad Técnica de Ambato
Ms.C. Alex Gustavo López Arboleda. Universidad Técnica de Ambato
Ms.C. Fabio Paúl Portilla Yandun. Universidad Técnica de Ambato
Ms.C. Milton Rodrigo Aldas Sánchez. Universidad Técnica de Ambato
Ms.C. Fabián Rodrigo Morales Fiallos. Universidad Técnica de Ambato
Ph.D. Celia Margarita Mayacela Rojas. Universidad Técnica de Ambato
Ph.D. Luis Felipe Contreras Vásquez. Universidad Técnica de Ambato



PhD. Galo Naranjo López
RECTOR

PhD. Mary Cruz
VICERRECTORA ACADÉMICA

PhD. Elsa Hernández
VICERRECTORA DE INVESTIGACIÓN, INNOVACIÓN
Y VINCULACIÓN CON LA SOCIEDAD

MBA. Edison Viera
VICERRECTOR ADMINISTRATIVO

Ph.D. Lizette Elena Leiva Suero.
DIRECTORA DE INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO





INVESTIGACIÓN & DESARROLLO

REVISTA DE DIVULGACIÓN CIENTÍFICA Y CULTURAL
AMBATO - ECUADOR - SEMESTRAL



EDITORIAL

Este volumen se ha enfocado en la recopilación de manuscritos que aportan al desarrollo de la ingeniería civil y mecánica. Como parte de este proceso se consideraron entre otras las contribuciones de autores que participaron en el “I Congreso Internacional de Ingeniería Civil y Mecánica” que se llevó a cabo en la Universidad Técnica de Ambato con la participación de académicos de varios países incluyendo España, Estados Unidos, Chile, Hungría, Inglaterra, Ecuador entre otros.

Dentro del desarrollo de una sociedad, es de gran importancia la democratización y difusión del conocimiento. La comunidad científica en la actualidad es consciente de la necesidad de divulgar los resultados de sus investigaciones, para que estos aportes se transformen en nuevos ejes de investigación que contribuyan para solventar las necesidades de la sociedad.

En este volumen a través de varios artículos se describen los desafíos, avances y soluciones fundamentales en el ámbito de la Ingeniería Civil y Mecánica. Esto permite al lector conocer las tendencias actuales a nivel mundial, basadas en la experiencia expuesta en su mayoría por autores provenientes de diversas partes del mundo, lo que permite un enfoque global.

El Comité Editorial de la Revista agradece la confianza de la comunidad científica de la universidad y reitera su compromiso editorial para continuar elevando los estándares de exigencia y calidad, con el objetivo de alcanzar impactos relevantes a nivel internacional.

Estamos seguros que los artículos de este número serán de interés y utilidad para nuestros apreciados lectores.

Lizette Leiva, Ph.D
Directora General

Alberto Bustillos, Ph.D
Editor Responsable

Irvin Tubón, Ph.D
Editor Subrogante

Margarita Mayacela, Ph.D
Coordinadora del volumen

Ing. Mg. Santiago Medina R.
Decano de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica



CONTENIDO

Revista ID- **Vol. 15**

Página

EDITORIAL

4

ÍNDICE

4

EDITORIAL-CARTA AL EDITOR

6

Esfuerzo de pre-consolidación basado en la medición de Vs en suelos lacustres
Pre consolidation stress evaluated with Vs in lacustrine soils

8

Propuesta de disminución de huella de carbono para construcción de edificaciones. Caso de estudio: Edificio de Ciencias Básicas de la Universidad Técnica de Ambato, Ecuador.
Proposal to reduce the carbon footprint for building constructions. Study Case: Basic Sciences Building of the Technical University of Ambato, Ecuador.

19

Efectos del COVID-19 sobre los accidentes de tránsito en la provincia de Manabí
Effects of COVID-19 on traffic accidents in the province of Manabí

32

Análisis Dinámico No Lineal de un Edificio Aporticado de Hormigón Armado con Mampostería durante el Terremoto de Muisne, Ecuador, del 2016.
Nonlinear Dynamic Analysis of An Infilled Rc Frame Building During The 2016, Muisne, Ecuador Earthquake

45

Desarrollo de un software para el diseño de conexiones precalificadas conforme a la normativa ANSI/AISC 358-16.
Development of software for the design of prequalified connections according to ANSI/AISC 358-16.

58

Modelación y análisis no lineal de muros estructurales de hormigón armado.
Nonlinear modeling and analysis of reinforced concrete structural walls.

73

Análisis y Comparación de Metodologías de Rehabilitación Sísmica de Estructuras Metálicas.
Analysis and Comparison of Seismic Rehabilitation Methodologies for Metallic Structures.

90

Desempeño de edificios de acero con masas de agua en movimiento concentradas en azótea, durante sismos intensos.
Performance evaluation of steel buildings with roof concentrated water masses during intense earthquakes

102

Comportamiento esfuerzo-deformación del suelo: Evolución e Importancia.
Stress-strain behavior of soils: Evolution and Importance

116

Estudio de las aguas residuales provenientes del lavado de carros en el cantón Ambato, provincia de Tungurahua, Ecuador.
Study of wastewater from washing cars of Ambato, province of Tungurahua, Ecuador.

132

Análisis de los sistemas anaeróbicos para la purificación lixiviados de rellenos sanitarios y la generación de energía renovable: reactores UASB, sistemas anammox y bioceldas
Analysis of anaerobic systems for landfill leachate treatment and renewable energy generation: UASB reactors, anammox systems and biocells

148

Los artículos que se publican en la revista son de responsabilidad exclusiva de sus autores y autoras; no reflejan necesariamente el pensamiento de la Revista "Investigación y Desarrollo" de la Universidad Técnica de Ambato.



CARTA AL EDITOR

Ing. M.Sc Wilson Medina Pazmiño

DESAFIOS DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA DE LA U.T.A.

Señor Editor:

Reciba Usted mis respetos, un saludo cordial y mi gratitud por el honor concedido para contar mis experiencias del paso por la docencia de la hoy Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.

En el transcurrir del tiempo, la Ingeniería Civil y la Ingeniería Mecánica han venido fortaleciéndose técnica y científicamente dentro de un marco de responsabilidad y aquellos principios de honestidad, integridad y veracidad profesional, sin embargo el avance vertiginoso de la tecnología, los múltiples problemas técnicos que esperan de la participación de los ingenieros civiles y mecánicos, determinan que por nuestra parte demos una entrega más decidida y firme que permita a los profesionales ingenieros reclamar y dar al mismo tiempo la cuota del consenso ciudadano que no la podemos negar; no solamente cuando el país necesita de nuestro mayor aporte técnico; no solamente cuando la solución de los problemas determinan mayor preparación; es cuando debemos redoblar esfuerzos para actualizar y reforzar nuestro conocimiento, sino porque es nuestra obligación hacer de esta tarea permanente y porque la hora de los pueblos hoy exige el concurso efectivo y real de todos los que tenemos el privilegio de tener una cuota del saber en el consenso de nuestra sociedad, porque la ciencia es patrimonio de la humanidad y no de determinado grupo o persona.

Los comienzos de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la UTA, resumiendo de una manera breve y sucinta, tiene su origen en el Instituto Superior de Contabilidad y Auditoría y que luego de una ardua lucha y gestión se transforma en lo que hoy es la Universidad Técnica de Ambato, creándose en ese entonces distintos estamentos y facultades, y entre éstas la de Ingeniería con tres escuelas: Escuela de Ingeniería en Alimentos, Escuela de Ingeniería Agronómica y Escuela de Ingeniería Civil; que más tarde se convierten en tres Facultades: Facultad de Ciencias e Ingeniería en Alimentos, Facultad de Agronomía y Facultad de Ingeniería Civil que más adelante se incorpora Ingeniería Mecánica, siendo por lo tanto ahora la facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

El rol que ha desempeñado la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica ha sido fundamental en la Provincia y País, pues siempre ha marcado el paso con el avance científico en el área del conocimiento, especialmente en la Sismo Resistencia a sabiendas que en el país y específicamente la ciudad de Ambato es de alto riesgo; es decir entendiendo que la probabilidad de pérdidas humanas, económicas o sociales tienen tres componentes: Peligro Sísmico, Vulnerabilidad y Elementos Expuestos, comprendiendo así mismo que si no se juntan estos tres componentes no se puede hablar de riesgo.

El peligro sísmico no lo podemos evitar, pues son fenómenos de la naturaleza; pero la vulnerabilidad depende del sistema estructural elegido, es decir para bajar el riesgo debemos bajar la vulnerabilidad; analizando, calculando y construyendo óptimamente nuestros proyectos y estructuras acorde con los últimos códigos y la tecnología de punta existentes al respecto en la actualidad.

Como ejemplo tenemos a Japón que es un país de alto peligro sísmico, pero de bajo riesgo sísmico porque la vulnerabilidad de sus edificaciones es baja, pues sus construcciones son diseñadas y ejecutadas con alta tecnología acordes a los más exigentes códigos.

El Ecuador por otro lado es un país de alto peligro sísmico y de alto riesgo sísmico, pues sus construcciones son altamente vulnerables; salvando honrosas excepciones.

Aquí está entonces el rol de los jóvenes ingenieros que egresan de nuestra querida facultad, pues afuera hay mucha tarea que hacer: investigando, evaluando y dando solución a muchísimas obras de infraestructura, edificios patrimoniales, edificios privados, puentes, etc. que suman decenas de miles en todo el país y que necesitan ser reforzadas bajo nuevos conceptos de niveles de desempeño y de esta forma disminuir su vulnerabilidad y proteger las vidas humanas que es el objetivo principal del diseño sismo resistente.

Esfuerzo de pre-consolidación basado en la medición de Vs en suelos Lacustres

Pre consolidation stress evaluated with Vs in Lacustrine soils

Alfonso Fernández-Lavín¹; Claudia Chamorro-Zurita²

¹Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México-México, afernandezl@iingen.unam.mx

²Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México-México, cchamorroz@iingen.unam.mx

DOI: <http://dx.doi.org/10.31243/id.v15.2022.1586>

Resumen

Para realizar un análisis esfuerzo-deformación en un suelo saturado, es indispensable conocer el esfuerzo de pre-consolidación. Por esta razón, en los últimos 80 años se han propuesto una serie de criterios que permiten evaluar esta variable en ensayos de consolidación unidimensional. Además, muchos investigadores han equipado con cristales piezoeléctricos sus consolidómetros para poder relacionar las propiedades mecánicas de los suelos con el cambio de rigidez elástica producida por el cambio del estado de esfuerzo. Dentro de la información adquirida con la medición de ondas sísmicas es posible observar de una manera indirecta el cambio de la estructura del suelo durante una prueba de consolidación e incluso poder evaluar el esfuerzo de pre-consolidación. En esta investigación se analizan datos provenientes de ensayos de consolidación efectuados sobre muestras inalteradas de suelo lacustre blando en los que se han medido la velocidad de onda cortante para estimar el esfuerzo de pre-consolidación. Los resultados obtenidos se compararon con algunos criterios presentados en la bibliografía especializada observándose muy buena relación especialmente con los métodos visuales de Casagrande y de Pacheco-Silva. Además, la interpretación de los tiempos de arribo de la onda cortante se realiza utilizando un enfoque basado en la identificación del primer pico dentro un análisis tiempo-escala-coeficiente basado en el marco teórico de la transformada wavelet.

Palabras clave:

Elemento bender, velocidad de onda cortante, suelo lacustre, esfuerzo de pre-consolidación, transformada wavelet

Abstract

To perform a stress-strain analysis in saturated soil, it is essential to evaluate the pre-consolidation stress. For this reason, in the last 80 years, a series of criteria have been proposed that allow the evaluation of this variable in one-dimensional oedometer tests. In addition, many researchers have equipped their oedometers with piezoelectric transducers to relate the soil mechanical properties concerning an elastic stiffness modification produced by an effective stress variation. Within the information acquired with the measurement of seismic waves, it is possible to indirectly observe the change in the soil structure throughout an oedometer test and even to be able to evaluate the pre-consolidation stress. This research analyzes data from several oedometer tests carried out on undisturbed samples of soft lacustrine soil in which shear wave velocity has been measured to estimate the pre-consolidation stress. The results obtained were compared with some methods presented in the specialized bibliography, observing a very good relationship, especially with the visual methods of Casagrande and Pacheco-Silva. Furthermore, the interpretation of the shear wave arrival

time is evaluated using an approach based on the identification of the first peak within a time-scale-coefficient analysis based on the wavelet transform framework.

Keywords: *Bender element, shear wave velocity, lacustrine soil, pre-consolidation stress, wavelet transform.*

Introducción

El proceso de análisis y diseño geotécnico puede ser muy complejo y su idoneidad depende de la cuidadosa caracterización de los diferentes materiales que lo componen. Hoy en día, las estructuras de obra civil están diseñadas para asegurar que la resistencia del suelo sea mayor que la carga impuesta y se pone un gran énfasis en el control de la deformación para lograr un nivel aceptable de seguridad y servicio. Además, desde un punto de vista económico, este diseño también debe ser eficiente, por lo que se podría realizar un análisis geotécnico avanzado utilizando algunos modelos constitutivos que han sido ampliamente discutidos en la literatura especializada (Wood, 2004).

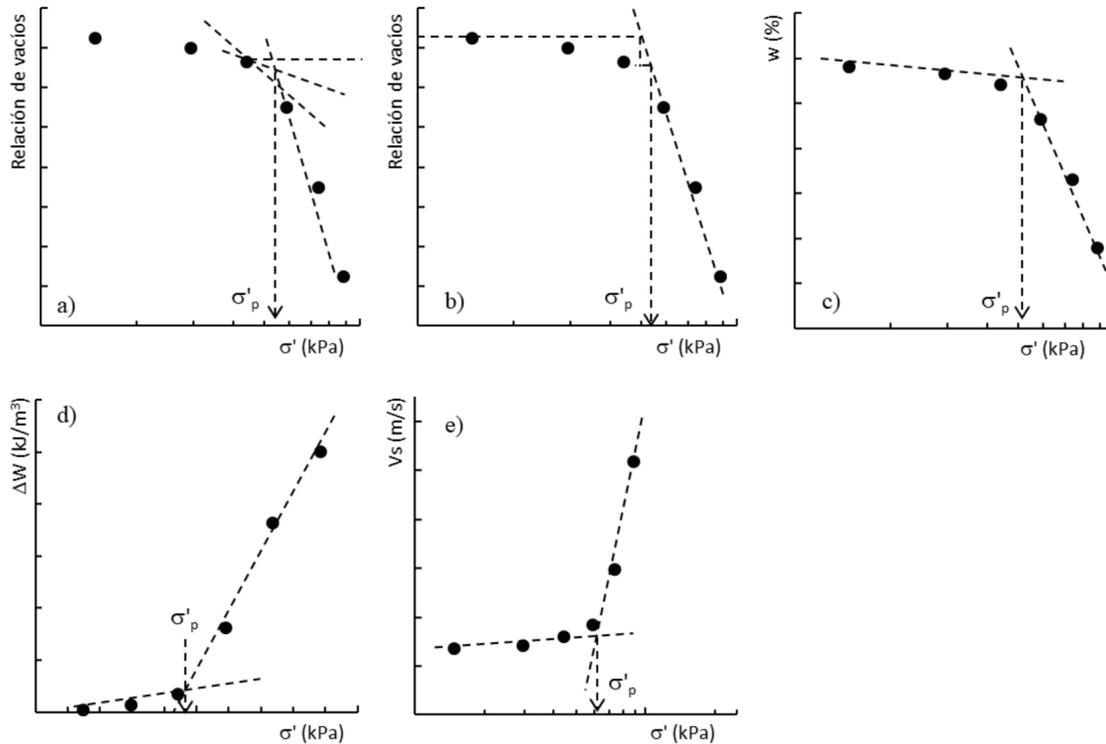
Un mismo tipo de suelo puede presentar diferente respuesta esfuerzo-deformación cuando es sometido a un cambio en su estado de esfuerzos. Esta diferencia se relaciona con muchas variables intrínsecas que afectan su estado inicial en el cual han sido cargadas, como son: la historia de esfuerzos previa, la relación de vacíos, el grado de saturación, el índice plástico, entre otros. Para el caso de suelos saturados, un parámetro fundamental para conocer su comportamiento ante un cambio en su estado de esfuerzos es el OCR que relaciona el esfuerzo de pre-consolidación (σ'_p) y el esfuerzo vertical efectivo actual que tiene en campo (σ'), $OCR = \sigma'_p / \sigma'$. Un valor de $OCR=1$ representa un estado de consolidación normal, es decir, el máximo esfuerzo efectivo experimentado previamente por un material no es mayor que el estado actual de esfuerzos. Un $OCR > 1$ describe un estado de sobre consolidación en el cual el máximo esfuerzo efectivo que el suelo ha experimentado es mayor que el nivel de esfuerzo actual.

En esta investigación se utilizan los resultados de la medición de onda cortante durante la realización de ensayos de consolidación unidimensional efectuados en probetas de suelo lacustre para establecer el esfuerzo de pre-consolidación. Los resultados obtenidos con este método son comparados con los determinados por medio de otros criterios presentados en la bibliografía especializada. Además, la interpretación del tiempo de arribo de la onda cortante se realizó utilizando un diagrama tiempo-escala-frecuencia obtenido al descomponer la señal de salida a través del marco teórico de la transformada wavelet.

Algunos criterios para estimar el esfuerzo de pre-consolidación

El primer método para interpretar el esfuerzo de pre-consolidación fue propuesto por Arthur Casagrande en 1936 y con el transcurso del tiempo nuevos enfoques han ido surgiendo, basados en la investigación del comportamiento esfuerzo-deformación de diferentes suelos alrededor del mundo. Algunos de estos criterios alternativos se basan en observaciones empíricas, en calcular la energía necesaria para cambiar el estado de esfuerzos de la probeta e incluso en la medición de ondas sísmicas durante la prueba. En la Fig. 1 se muestran algunos de estos criterios y a continuación serán explicados de manera general.

Figura 1. Diferentes criterios para estimar el esfuerzo de pre-consolidación (σ'_p): a) Casagrande, b) Pacheco Silva, c) Contenido de agua, d) Trabajo y e) Velocidad de onda cortante



Criterio de Casagrande (1936)

Este criterio visual es ampliamente usado y se basa en relacionar la relación de vacíos (e) con el esfuerzo vertical efectivo (σ') en escala semilogarítmica (Fig. 1a). Para la obtención del σ'_p se deben seguir los siguientes pasos: 1) se selecciona el radio mínimo de curvatura visualmente en la curva $e - \log \sigma'$; 2) se traza una línea horizontal y otra tangencial en el punto del radio mínimo; 3) se dibuja una bisectriz en el ángulo formado por las líneas dibujadas en el paso 2; 4) se traza una prolongación del sector con mayor pendiente de la curva $e - \log \sigma'$ (zona normalmente consolidada) que cruce con la línea efectuada en el paso 3; 5) la proyección al eje $\log \sigma'$ de la intersección de las líneas dibujadas en los pasos 3 y 4 corresponderá al esfuerzo pre-consolidación.

Criterio Pacheco Silva (1970)

Este criterio visual fue propuesto por Pacheco Silva (1970), es ampliamente utilizado en Brasil y se basa en relacionar la relación de vacíos (e) con el esfuerzo vertical efectivo (σ') en escala semilogarítmica (Fig. 1b) aunque la selección de σ'_p varía con el criterio de Casagrande. En este método se siguen los siguientes pasos: 1) se traza una recta horizontal que pase por el punto de mayor relación de vacíos; 2) se traza una prolongación del sector con mayor pendiente de la curva $e - \log \sigma'$ (zona normalmente consolidada) que cruce con la línea efectuada en el paso 1; 3) desde el punto de intercepción encontrado en el punto 2, se traza una línea vertical que intercepte a la curva $e - \log \sigma'$. 4) desde el punto establecido en el numeral 3 se traza una horizontal hasta la curva dibujada en el punto 2; 5) la proyección al eje $\log \sigma'$ de la intersección de

las líneas dibujadas en el paso 4 corresponderá al esfuerzo pre-consolidación.

Criterio del contenido de agua

El contenido de agua se encuentra definido como la relación entre el peso del agua y el peso de los sólidos que conforman el suelo. De una manera práctica se asume que, para un suelo saturado, el volumen y el peso del agua son iguales. Un suelo saturado se encuentra conformado únicamente por dos fases que son la sólida y la líquida, la primera puede sufrir cambios en su arreglo, pero su peso no varía y la segunda, conforme se incrementa el esfuerzo aplicado a la probeta, será expulsada hasta lograr culminar la consolidación primaria. Con este análisis se ha observado que es posible establecer una relación entre el σ'_p en un gráfico contenido de agua (w) con el esfuerzo vertical efectivo (σ') (Dolinar, 2004) y visualmente es posible establecer el σ'_p cuando se intersecan las proyecciones tanto de la rama pre-consolidada como de la normalmente consolidada (Fig. 1c).

Criterio energético

Para pruebas de consolidación, Becker et al (1987) propusieron un criterio para establecer el esfuerzo de pre-consolidación basado en un enfoque energético. El trabajo por unidad de volumen asociado con un incremento de carga en condiciones de restricción lateral (K_0) se expresa de la siguiente manera:

$$\Delta W = \left[\frac{\sigma'_i + \sigma'_{i+1}}{2} \right] (\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i) \quad (1)$$

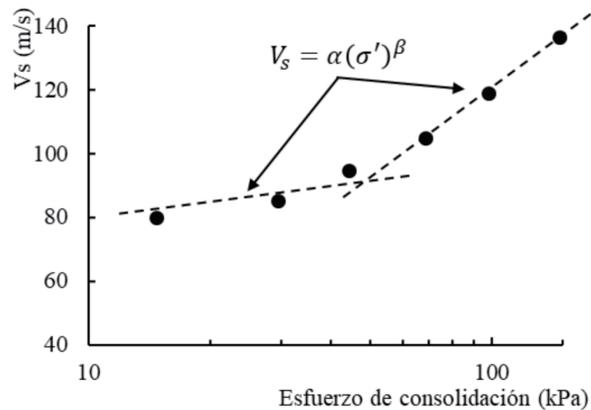
donde σ' y ε son el esfuerzo efectivo y la deformación unitaria, respectivamente. Los subíndices i e $i + 1$ se refieren a las secuencias de carga. Para establecer el σ'_p es necesario graficar el trabajo por unidad de volumen versus el esfuerzo vertical efectivo en escala aritmética como se muestra en la Fig. 1d. En esta figura se observan dos tendencias claramente identificadas, la primera en la que el incremento del trabajo desarrollado tiene una pendiente baja y el segundo cuando ésta pendiente es más pronunciada. La intersección de estas líneas de tendencia se interpreta como el σ'_p .

Criterio de la velocidad de onda cortante

En las últimas décadas ha ido ganando importancia el estudio de la propagación de ondas sísmicas en el laboratorio en equipos que se encuentran instrumentados con cristales piezoeléctricos debido a que es posible conocer el comportamiento dinámico de los suelos en el rango elástico de forma complementaria a los parámetros geotécnicos convencionalmente encontrados (Shibuya et al., 2005).

La piezoelectricidad es una propiedad natural de algunos cristales (e.g. cuarzo, turmalina), pero también pueden ser fabricados industrialmente. Este tipo de materiales generan una señal eléctrica cuando son sometidos a deformaciones mecánicas y en contraste sufren deformaciones mecánicas cuando se les aplica un voltaje. Típicamente un elemento bender (BE) consiste en dos placas piezoeléctricas delgadas pegadas a una placa central metálica (Brignoli et al., 1996) y pueden ser conectados eléctricamente tanto en serie como en paralelo.

Figura 2. Relación entre el esfuerzo efectivo y la velocidad de onda cortante



En materiales particulados y a diferencia de un medio continuo, el estado de esfuerzos efectivos modifica la rigidez del esqueleto del suelo estudiado y este comportamiento se puede expresar como una ecuación potencial (Santamarina & Fam, 1997). El módulo de rigidez al cortante en el rango elástico se encuentra relacionado con la Vs por la relación $G_{m\acute{a}x} = \rho Vs^2$ (ρ es la densidad natural del suelo), por esta razón en el rango de deformaciones elásticas es posible estudiar la estructura del suelo pues en pruebas de laboratorio se ha observado un comportamiento bilineal en la relación Vs-log σ' debido a un incremento en el esfuerzo efectivo (Santamarina et al., 2001), como se observa en la Fig. 2. Donde α es la velocidad de onda cortante de referencia (1 kPa de confinamiento) y β es un coeficiente experimental.

En el primer tramo de la relación Vs-log σ' se observa un ligero cambio de la rigidez del suelo representado por un leve incremento de la Vs conforme se incrementa el esfuerzo efectivo debido a que los contactos entre partículas dentro del suelo permanecen intactos y a este intervalo normalmente se lo conoce como rama pre consolidada. Si se sigue incrementado el esfuerzo efectivo se observará un cambio de la pendiente en la relación Vs-log σ' , este punto de quiebre coincide con el esfuerzo de fluencia (σ_p') o de pre-consolidación. A partir del esfuerzo de fluencia la microestructura del suelo sufre un cambio significativo debido a que los contactos entre partículas dentro del suelo comienzan a romperse observándose una mayor deformabilidad del suelo que se refleja en un rápido incremento de Vs conforme se incrementa el esfuerzo efectivo. Este tramo corresponde a la rama normalmente consolidada.

Metodología

Probetas

En esta investigación se usaron probetas inalteradas recuperadas de sondeos selectivos llevados a cabo en el sector donde se implantaba el Ex Lago de Texcoco (oriente de la Ciudad de México). A los estratos que conforman los primeros 30 metros de profundidad en promedio se los denomina la formación arcillosa superior (FAS), principalmente conformada por suelos finos de tipo arcilloso y limoso (MH y CH). Predominan los minerales tipo montmorillonita cálcica, aunque en menor cantidad también se pueden encontrar montmorillonita sódica, caolín plástico, illita, sepiolita y atapulgita (Almanza-Hernández et al., 2013). En la Tabla 1 se muestran la descripción y propiedades físicas de las probetas ensayadas cuyas dimensiones

iniciales fueron de 90 mm de alto y 95 mm de diámetro.

Consolidómetro, cristales piezoeléctricos y equipo periférico

Se empleó un consolidómetro de palanca adaptado para ensayar probetas de grandes dimensiones. Una vez montada la probeta en el consolidómetro se realizó el ensayo de consolidación mediante incrementos programados de carga hasta que la deformación axial fue la máxima permitida por el equipo. Además, este equipo fue instrumentado con BE en ambos extremos de la probeta con el fin de propagar ondas en sentido vertical una vez que la consolidación primaria concluyó y antes de un nuevo incremento de carga. Los BE tuvieron dimensiones de 12 x 6 x 1 mm y antes de ser empotrados 1/3 de su longitud en la probeta de suelo, fueron soldados a cables coaxiales, debidamente aterrizados y recubiertos con una capa delgada de pintura fotosensible con el fin de evitar daños eléctricos por el contacto con el agua.

Tabla 1. Descripción y propiedades físicas de la probetas ensayadas

Ensayo	Prof. m	w %	wL %	wP %	IP %	Gs	e
P-3	24.1	224.13	279.74	67.8	211.95	2.93	6.88
P-5	18.7	200.60	239.89	72.50	167.39	3.13	6.38
P-6	14.1	207.40	279.62	78.97	200.64	2.54	5.22
P-9	15.5	218.99	340.93	86.50	254.43	2.98	6.26
P-10	15.0	131.36	130.56	62.90	67.66	2.60	3.59

- w_L = límite líquido, w_P = límite plástico, I_P = índice de plasticidad, G_s = peso específico de sólidos

La señal de entrada fue de tipo pulso sinusoidal generada con frecuencias de 1 a 7 kHz (amplitud variable de 100 a 200 V). El equipo periférico fue constituido por un generador de funciones y un osciloscopio modelo HP54540A, conectado a una computadora de escritorio para la adquisición y análisis de las señales. Información complementaria acerca de la descripción del equipo y la configuración de las pruebas se explica en Chamorro (2016).

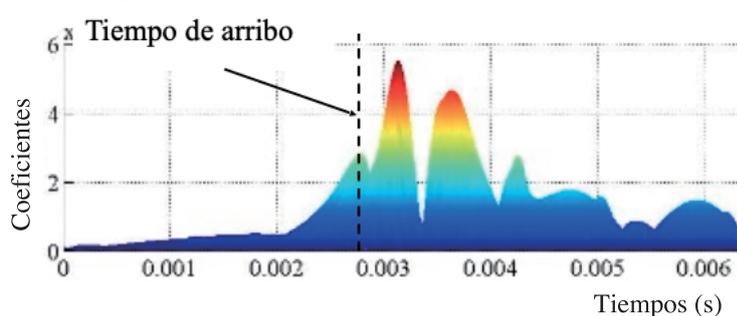
Procesamiento de las señales

Para la estimación de la velocidad de onda cortante (V_s) en el laboratorio mediante pruebas con BE, es necesario conocer únicamente dos valores ($V_s=L/t$); L es la longitud del tramo viajado por la onda cortante y t corresponde al tiempo de viaje de la onda. Aunque la determinación de V_s es muy simple, todavía no existe un criterio unificado para establecer el tiempo de arribo de la onda cortante pues en una misma señal se pueden tener una serie de puntos característicos relacionados con este evento. Por esta razón, existen varias investigaciones en la que se presentan métodos visuales denominados como en el dominio del tiempo, métodos numéricos denominados como en el dominio de la frecuencia e incluso métodos en el dominio tiempo-frecuencia (Viggiani & Atkinson, 1995; Jovičić et al., 1996; Pennington et al., 2001; Greening & Nash, 2004; Airey & Mohsin, 2013; Viana da Fonseca et al., 2009; Yamashita et al., 2009; Fernández-Lavín & Ovando-Shelley, 2020).

En este trabajo se calculó el tiempo de viaje de la onda cortante utilizando el método denominado primer

arribo dentro de un análisis multiresolución usando la transformada wavelet de Fernández-Lavín y Ovando-Shelley (2019a). Este enfoque se basa en utilizar una wavelet madre tipo sombrero mexicano para descomponer la señal de llegada e interpretar el arribo de la onda en un diagrama tiempo-escala-coeficientes como un pico relativo. En los últimos años hemos utilizado este método de análisis en el laboratorio con buenos resultados (Fernández-Lavín, 2020; Martínez Álvarez et al., 2021). Incluso este método permite analizar señales de salida influenciadas por ruido. En la Fig. 3, como ejemplo, se puede ver la evaluación del tiempo de llegada de la onda cortante usando un enfoque multi resolución.

Figura 3. Identificación del tiempo de arribo de la onda cortante en un diagrama tiempo-escala-coeficientes

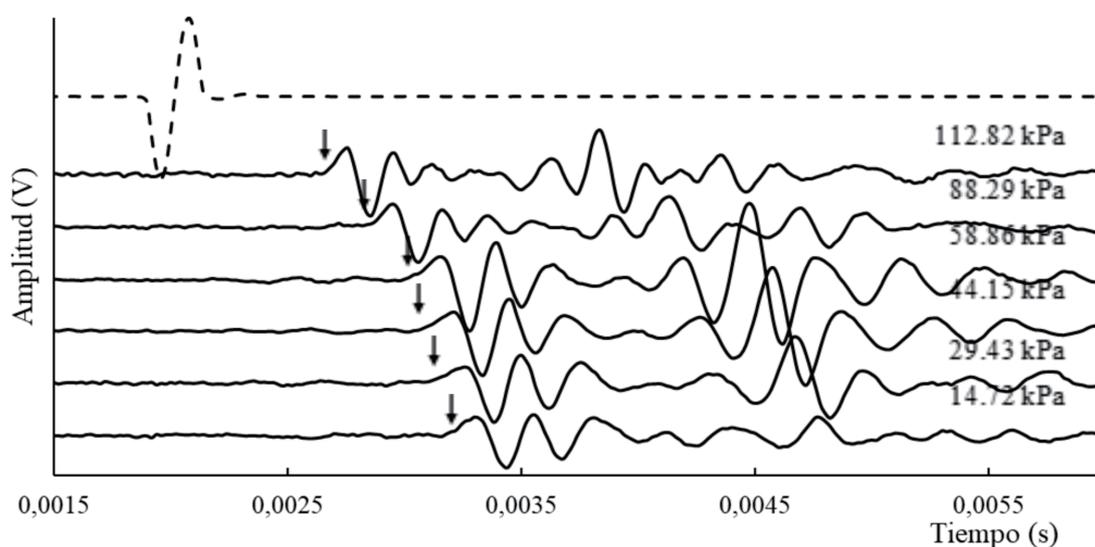


La wavelet conocida como pulso de Ricker o sombrero mexicano no tiene función de escalas y es derivada desde una función que es proporcional a la segunda derivada de una función Gaussiana. Se utiliza esta wavelet prototipo debido a que su forma se asemeja a la sección de las ondas de salida donde se encuentra el arribo de la onda cortante. El fundamento de la transformada wavelet se basa en que una onda madre escalada es trasladada a lo largo del eje del tiempo. En cada una de estas posiciones un coeficiente wavelet es calculado e indica la similitud que existe entre la onda trasladada para un tiempo y una escala específica respecto a la porción de la señal analizada. Este mismo análisis es repetido para cada uno de los diferentes niveles analizados, es decir que se calculan diferentes coeficientes para diferentes escalas en todas las secciones de la señal. Como resultado es posible observar la información de la señal de salida representada en tres ejes coordenados (tiempo, escala y coeficientes) que se denomina escalograma; la primera llegada de la onda cortante consiste en ubicar el primer pico de los coeficientes respecto a la escala de tiempo.

Presentación de resultados y discusión

Como se mencionó en párrafos anteriores, la medición de ondas sísmicas utilizando cristales piezoeléctricos permite conocer de una manera indirecta los cambios internos en los contactos entre partículas dentro un medio cuando se modifica el estado de esfuerzos al que se encuentra sometido. Las perturbaciones que permiten conocer este comportamiento son generadas en el rango elástico, es decir, no alteran la estructura del suelo ni ocasionan deformaciones permanentes, aun cuando son propagadas de forma continua mediante trenes de ondas (Styler & Howie, 2014). Las ondas generadas con los BE son de tipo cortantes y se propagan a través del contacto entre partículas, por esta razón, son muy útiles para conocer de una manera indirecta los cambios sufridos por la estructura del suelo cuando es sometida a un proceso de consolidación.

Figura 4. Señales sísmicas típicas adquiridas con elementos bender durante una prueba de consolidación, con línea segmentada señal de entrada ($f=4$ kHz) y con líneas sólidas señales de salida. La flecha indica la primera llegada

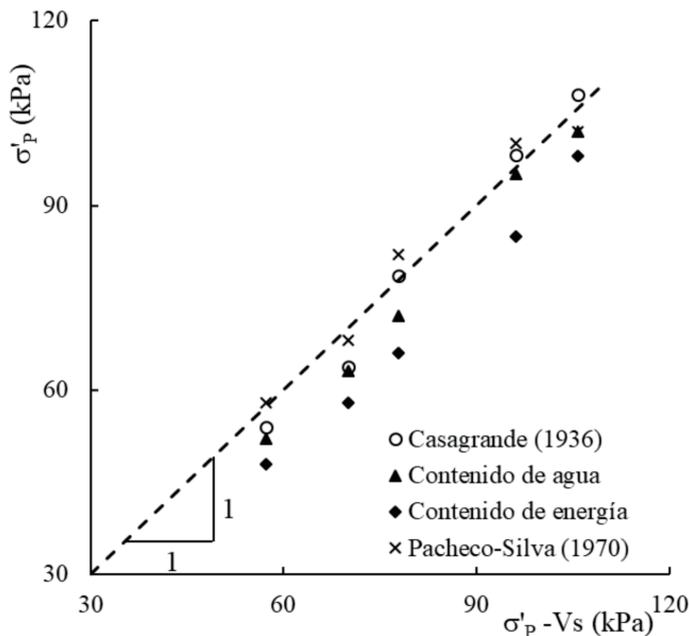


En la Fig. 4 se muestran señales de salida generadas durante una prueba de consolidación y se observa claramente dos comportamientos diferentes en la propagación de la onda cortante. Conforme se incrementa el estado de esfuerzos en la zona pre-consolidada, que es la zona que antecede al esfuerzo de pre-consolidación y en este caso son esfuerzos efectivos menores a 58.86 kPa se presentan pequeños incrementos de la velocidad de onda cortante. Esta zona presenta un comportamiento elástico y la estructura del suelo resiste sin movimiento o reacomodo de sus partículas. Por otro lado, una vez que el estado de esfuerzo sobrepasa el valor de pre-consolidación, en la Fig. 4 se observa que conforma se incrementa la carga transmitida al suelo, los valores de velocidad de onda cortante se incrementan considerablemente. Este cambio drástico se debe a que el suelo experimenta un rompimiento de la estructura existente y por ende una reestructuración y acomodo de sus partículas; a esta zona se la conoce como normalmente consolidada. De este razonamiento es posible deducir que conociendo la evolución de la velocidad de onda cortante con respecto al esfuerzo efectivo es posible conocer el valor del esfuerzo de pre-consolidación.

Con el fin de comparar los resultados obtenidos con el enfoque basado en la medición de ondas sísmicas para estimar el esfuerzo de pre-consolidación, los datos obtenidos de las diferentes probetas ensayadas fueron procesados utilizando los métodos explicados en la introducción. Como se puede observar en el eje de las abscisas de la Fig. 5 se graficaron los resultados obtenidos con el criterio basado en la medición de onda cortante y en el eje de las ordenadas se ubicaron los diferentes valores del esfuerzo de pre-consolidación evaluados con los métodos antes mencionados para las diferentes probetas presentadas en la Tabla 1. La diferencia de valores con el criterio de Casagrande varía entre 0.68 y 8.91 %, en donde el valor más alto se encontró en la probeta P-5, aunque, si se descartara esta prueba la diferencia con respecto a los otros resultados no variara más del 5.0 %. Es importante mencionar que el criterio de Casagrande fue el primero que se empleó para interpretar una prueba de consolidación. Esta técnica es puramente visual y se requiere seguir una serie de pasos para establecer el esfuerzo de pre-consolidación, es decir, es

necesario tener un gráfico muy claro y expresado en una adecuada escala para poder realizar los pasos indicados por el autor.

Figura 5. Comparación del esfuerzo de pre-consolidación obtenido con el criterio de la velocidad de onda cortante y otros métodos propuestos en la literatura



En la misma Fig. 5 se observa la comparación con el criterio propuesto por Pacheco-Silva y para este caso la diferencia de los esfuerzos de pre-consolidación entre estas técnicas varía entre 1.22 y 5.20 %, en donde la dispersión más alta se observa para esfuerzos efectivos mayores a 70 kPa. Este criterio también es visual, aunque su procedimiento es relativamente más sencillo que el propuesto por Casagrande. La diferencia entre los esfuerzos de pre-consolidación obtenidos con la velocidad de onda cortante y el criterio del cambio del contenido de agua varía entre 1.14 y 10.00 %. De manera general, se puede observar que el método del contenido de agua entrega valores menores que los obtenidos con la medición de ondas sísmicas, aunque en ambas técnicas se usa un criterio similar al interceptar las líneas del lado pre-consolidado y normalmente consolidado. Por último, se empleó el criterio basado en el contenido energético producido por la deformación de la probeta provocada por el cambio del estado de esfuerzos y se observa una diferencia que oscila entre 7.28 y 17.14 % en los valores del esfuerzo de pre-consolidación. Todos los valores obtenidos con el método energético son menores que aquellos evaluados con el criterio de la velocidad de onda cortante.

Conclusiones

Para realizar un análisis esfuerzo-deformación en un estrato de suelo saturado, es indispensable conocer el esfuerzo de pre-consolidación debido a que este parámetro es un indicativo de la deformabilidad que tendrá el suelo al momento de cambiar su estado de esfuerzos. En la práctica, si este cambio de esfuerzo efectivo se da en la parte pre-consolidada, el suelo presentará una deformabilidad menor que si se sobrepasa el σ'_p y se entra a la zona normalmente consolidada.

En los últimos 80 años se han propuesto varios métodos para interpretar el σ'_p modificando las variables que se relacionan con el esfuerzo efectivo o incluso si la interpretación se la realiza en escala aritmética o semilogarítmica, cada uno de ellos con ventajas y desventajas.

Actualmente se ha popularizado la medición de la velocidad de onda cortante durante pruebas de consolidación, permitiendo a más de conocer las propiedades dinámicas de la probeta también evaluar el σ'_p .

Del análisis de resultados se observa que los valores de σ'_p obtenidos con la medición de ondas sísmicas se asemeja a los obtenidos con los criterios visuales de Casagrande y Pacheco-Silva. Por otro lado, se observa que los σ'_p estimados con los criterios del contenido de agua y cuantificando la energía son menores al los establecidos con el criterio de velocidad de onda cortante hasta en un 17.14 %.

Agradecimientos

Los autores agradecen a la Secretaría de Educación Superior, Ciencia, Tecnología e Innovación (SENESCYT) y al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México por el apoyo brindado para realizar la presente investigación.

Bibliografía

- Airey, D. & Mohsin, A. (2013). Evaluation of Shear Wave Velocity From Bender Elements Using Cross-Correlation. *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, 36 (4), 506-514.
- Almanza-Hernández, F., Rangel-Nuñez, J., & Garfias-García, E. (2013). Study on the composition and microstructure of lacustrine soft soil deposits in Mexico City. In *Proceedings of the ISSMGE Technical Committee TC-214 Workshop Extreme Soils Mechanics*, México City, 23 May 2013. SMIG, n.d.
- Becker, DE., Crooks, JHA., Been, K., & Jefferies, MG. (1987). Work as a criterion for determining in situ and yield stress in clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 24, 549-564.
- Brignoli, E. G., Gotti, M., & Stokoe, K. HI. (1996). Measurement of Shear Waves in Laboratory Specimens by Means of Piezoelectric Transducers. *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, 19 (4), 384-397.
- Casagrande, A. (1936). In A. Casagrande (Ed). *Proceedings of the 1st International Soil Mechanics and Foundation Engineering Conference*, Cambridge, Mass.
- Chamorro, C. (2016). Medición de los valores de velocidad de onda cortante (V_s) en suelos provenientes del Ex Lago de Texcoco. M Sc Thesis, Universidad Nacional Autónoma de México, México [In spanish], 74.
- Dolinar, B. (2004). Undrained shear strength of saturated cohesive soils depending on consolidation pressure and mineralogical properties. *Acta Geotechnica Slovenica*, 2, 5-11.
- Fernández-Lavín, A. (2020). Interpretación de señales: uso de transformada wavelet para obtener parámetros dinámicos en suelos. Tesis de Doctorado en Ingeniería Civil, Universidad Nacional Autónoma de México, México
- Fernández-Lavín, A. & Ovando-Shelley, E. (2019a). Interpretación de Señales Usando Transformadas Wavelet Continuas. *Memorias XVI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering,

- Ed. López-Acosta N. y otros, Cancún, Quintana Roo, México, 1 (138-145)
- Fernández-Lavín, A. & Ovando-Shelley, E. (2020). Haar wavelet transform for arrival time identification in bender element tests [on line]. *Geotechnical Testing Journal*, 43 (4), n.d. doi:10.1520/GTJ20180400.
- Greening, P. D. & Nash, D. FT. (2004). Frequency Domain Determination of G_0 Using Bender Elements. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 27 (3), 288-294.
- Jovičić, V., Coop, M. R., & Simic, M. (1996). Objective Criteria for Determining G_{max} from Bender Element Tests. *Géotechnique*, 46 (2), 357-362.
- Martínez Álvarez, MR., Fernández-Lavín, A., & Ovando-Shelley, E. (2021). V_s y V_p medidas en suelos lacustres del ex Lago de Texcoco utilizando cristales piezoeléctricos durante pruebas en la cámara triaxial. En *Memorias de la XXX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica, SMIG*, México, enviado para publicación
- Pacheco Silva, F. (1970). A new graphical construction for determination of the pre-consolidation stress of a soil sample. *Proceedings 4th Brazilian Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro, 225-232.
- Pennington, D. S., Nash, D. FT., & Lings, M. L. (2001). Horizontally Mounted Bender Elements for Measuring Anisotropic Shear Moduli in Triaxial Clay Specimens. *Geotechnical Testing Journal*, 24 (2), 133-144.
- Santamarina, J. C. & Fam, M. A. (1997). Discussion: Interpretation of Bender Element Tests. *Géotechnique*, 47 (4), 873-875.
- Santamarina, JC., Klein, KA., & Fam, MA. (2001). *Soils and Waves - Particulate Materials Behavior, Characterization and Process Monitoring*. John Wiley & Sons.
- Shibuya, S., Koseki, J., & Kawaguchi, T. (2005). Recent Developments In Deformation And Strength Testing Of Geomaterials. In D. Be. al (Ed), *Deformation Characteristics of Geomaterials, Recent Investigations and Prospects*. Taylor & Francis Group.
- Styler, M. & Howie, J. (2014). Continuous Monitoring of Bender Element Shear Wave Velocities During Triaxial Testing. *Geotechnical Testing Journal*, 37 (2), 219-229.
- Viana da Fonseca, A., Ferreira, C., & Fahey, M. (2009). A Framework Interpreting Bender Element Tests, Combining Time-Domain and Frequency-Domain Methods. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 32 (2), 91-107.
- Viggiani, G. & Atkinson, J. H. (1995). Interpretation of Bender Element Tests. *Géotechnique*, 45 (1), 149-154.
- Wood, DM. (2004). *Geotechnical modelling*, 1st edition. CRC Press.
- Yamashita, S., Kawaguchi, T. NY., Mikami, T., Fujiwara, T., & Shibuya, S. (2009). Interpretation of International Parallel Test on the Measurement of G_{max} Using Bender Elements. *Soils and Foundations*, 49 (4), 631-650.

Propuesta de disminución de huella de carbono para construcción de edificaciones. Caso de estudio: Edificio de Ciencias Básicas de la Universidad Técnica de Ambato, Ecuador.

Proposal to reduce the carbon footprint for building constructions. Study Case: Basic Sciences Building of the Technical University of Ambato, Ecuador.

Esteban Naranjo Rea¹; Lenin Maldonado Narváez²

¹Universidad Técnica de Ambato, Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Ambato - Ecuador, estebannaranjorea@gmail.com

²Universidad Técnica de Ambato, Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Ambato - Ecuador, lr.maldonado@uta.edu.ec

DOI: <http://dx.doi.org/10.31243/id.v15.2022.1589>

Resumen

El dióxido de carbono es uno de los gases de efecto invernadero más relevantes para preservar temperaturas habitables en la atmósfera terrestre, sin embargo, la concentración de este tipo de gases ha superado los niveles convencionales atentando contra la vida en el planeta. La industria de la construcción contribuye enormemente con las emisiones de CO₂ y gases de efecto invernadero, tanto por el ciclo de vida de sus materiales como por la operación y mantenimiento de la infraestructura, razón por la cual se busca imperativo buscar nuevos materiales y métodos constructivos que cumplan con su función primordial y al mismo tiempo disminuyan la contaminación ambiental. Para el presente proyecto se tomó como base el proceso de construcción del edificio de Ciencias Básicas de la Universidad Técnica de Ambato y se ha dividido en dos etapas: 1) Plan de Recolección de Datos: Levantamiento de información estructural y factores de emisión de dióxido de carbono equivalente; y 2) Plan de Procesamiento y Análisis de Información: modelación estructural, cálculo de volúmenes de Obra y estimación de huellas de carbono. Finalmente, se realizó una propuesta de mejora por medio del cambio de materiales correspondientes a los rubros no estructurales con alta contaminación por otros que resulten más amigables con el ambiente y finalmente se comprobó el correcto funcionamiento estático y dinámico de la estructura. Se obtuvo una disminución 116.34 toneladas de dióxido de carbono equivalente correspondiente al 8.50% de la propuesta inicial, asegurando simultáneamente el fiel cumplimiento desempeño estructural y de servicio de la edificación.

Palabras clave:

Dióxido de carbono, materiales de construcción, factor de emisión.

Abstract

Carbon dioxide is one of the most relevant greenhouse gases for preserving habitable temperatures in the Earth's atmosphere, however, the concentration of this type of gas has exceeded conventional levels, threatening life on the planet. The construction industry contributes enormously to CO₂ and greenhouse gas emissions, both for the life cycle of its materials and for the operation and maintenance of the infrastructure, which is why it is imperative to search new materials and construction methods. that fulfill their primary

function and at the same time reduce environmental pollution. For this project, the construction process of the Basic Sciences building of the Technical University of Ambato was taken as a basis and it has been divided into two stages: 1) Data Collection Plan: Gathering of structural information and emission factors of equivalent carbon dioxide; and 2) Information Processing and Analysis Plan: structural modeling, calculation of Work volumes and estimation of carbon footprints. Finally, an improvement proposal was made through the change of materials corresponding to non-structural items with high contamination for others that are more environmentally friendly and finally the correct static and dynamic functioning of the structure was verified. A reduction of 116.34 tons of carbon dioxide equivalent to 8.50% of the initial proposal was obtained, simultaneously ensuring faithful compliance with the structural and service performance of the building.

Keywords: | *Carbon dioxide, building materials, emission factor.*

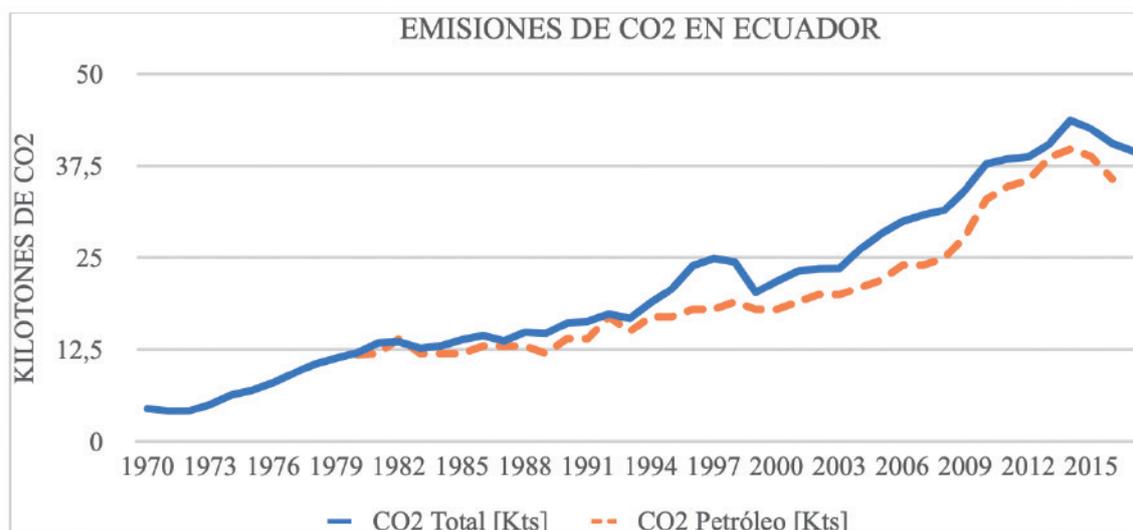
Introducción

El dióxido de carbono es uno de los gases de efecto invernadero más contaminantes para la atmósfera terrestre. (Andrade Castañeda, Arteaga Céspedes, & Segura Madrigal, 2017) Diferentes actividades humanas e industriales contribuyen a su crecimiento, sin embargo, las más recurrentes son: El transporte representando el 27,7 % de las emisiones totales de gases de efecto invernadero (GEI); el consumo de energía eléctrica abarcando el 26,7%; y por último la industria, entre ellas la construcción que representa el 12,5% ciento de contaminación por GEI. (EPA, 2017)

La concentración del CO₂ en la atmósfera se ha incrementado rompiendo récords como sucedió en el mes de mayo del 2019, registrando 415,64 ppm. (Organización Mundial Meteorológica., Los niveles de gases de efecto invernadero en la atmósfera alcanzan un nuevo récord, 2018) Resultan cifras alarmantes debido a que valores similares se dieron hace más de tres millones de años cuando la temperatura del planeta era superior a la actual y el nivel de agua del océano superaba los 25 metros. (Campatella, 2019)

Esta tendencia de crecimiento se evidencia en todo el mundo, desde Europa, Norte América y América del Sur, donde incluyendo el Caribe la contaminación de América Latina constituye el 5% de las emisiones totales de CO₂ del planeta (CNN en español, 2017). Es una situación preocupante, debido a que la contaminación en estas zonas puede terminar con la vida del bio marina y grandes reservas ecológicas a nivel mundial (Banco Interamericano de Desarrollo, 2017). Según datos del Banco mundial la contaminación en Ecuador registrada desde el año 1970 se ha incrementado debido a los avances industriales y la extracción y refinación del petróleo, evidenciándose en un crecimiento constante y perjudicial para la salud atmosférica. (Mundial B. , 2017)

Figura 1. Emisiones de CO2 en el Ecuador.



En la industria de la construcción sus diferentes materiales son analizados por medio del Life Cycle Assessment (LCA) o ciclo de vida. Según la ISO 14.040 este proceso ayuda a conocer el impacto ambiental derivado de cualquier producto o servicio. El estudio empieza determinando el gasto energético, ya sea por energía o la quema de combustibles, para la adquisición y extracción de materia prima, continúa con la refinación y fabricación, la distribución y transporte hacia la ubicación del cliente o la puesta en obra, el uso y reutilización de los materiales después de haber culminado su vida útil, reciclaje y gestión de residuos. (UNAM, 2012)

Sin embargo, para realizar un análisis de ciclo de vida es primordial definir los límites de estudio entre los que se han descrito anteriormente. Existen variantes como las siguientes:

- a) Cradle to Grave (Cuna a la Tumba): Comprende el estudio más completo, desde la extracción de la materia prima hasta el fin de su vida útil.
- b) Cradle to Gate (Producción del Producto): Se centra en el proceso de extracción hasta la salida de la fábrica, es decir, solo estudia la fabricación del bien.
- c) Gate to Grave (Fuera de fábrica): Estudia el impacto ambiental del producto una vez que ha salido de la fábrica donde fue elaborado hasta su posterior desecho o reciclaje.
- d) Gate to Gate (Dentro de la fábrica): Se centra en el estudio de transformación interno en la fábrica, sin tomar en cuenta la extracción de la materia prima.

El presente estudio se centra en la modalidad Cradle to Gate, para un estudio detallado de la extracción y producción de los materiales, debido que las distancias de transporte son variables que dependen de la ubicación de la obra o la disponibilidad local del producto.

Una vez conocidos los límites es importante identificar las emisiones de dióxido de carbono y de donde

proviene estas, puesto que según la ISO 14.000 existen tres alcances dentro de una empresa o industria:

- Alcance 1: Consiste en las emisiones directas y controladas por la misma empresa, ya sea la quema de combustible en maquinarias, calderas, hornos o vehículos. **(INDIAN GHG PROGRAM, 2012)**
- Alcance 2: Detalla las emisiones producidas por el consumo de energía eléctrica producida por la empresa
- Alcance 3: Se centra en emisiones indirectas no producidas por la empresa, ya sea por el proceso de elaboración de materiales y productos que requiere la organización, transportes, todo lo necesario para llegar a un producto final. **(Greenhouse Gas Protocol, 2012)**

Todos estos alcances intervienen en una edificación, sin embargo, el estudio se centrará en aquellos que abarcan el mayor porcentaje de contaminación, estamos hablando de los materiales destinados para la construcción, los cuales están definidos en los alcances 1 y 3. Generalmente las edificaciones en América Latina y más específicamente en el Ecuador son sistemas estructurales aporricados de hormigón armado, sistemas amurallados o sistemas duales que combinan ambas tecnologías. (Leman, 2012) El edificio de Ciencias Básicas consta de sistemas viga – columna de hormigones convencionales de resistencia de 240 kg/cm² y refuerzos de acero estructural con límites de fluencia de 4.200kg/cm². (Polanco & Cavia, 2017)

Los materiales convencionales para la construcción como son: Acero estructural, hormigón, madera, cerámica, aluminio, entre otros. Estos poseen su respectivo factor de emisión expresado en toneladas de dióxido de carbono equivalente sobre toneladas de material, con ello tenemos las emisiones de contaminación producidas por la construcción del edificio.

Para la obtención de los factores de emisión se utilizaron tres inventarios:

- Inventory of Carbon and Energy (ICE): Inventario desarrollado por la Universidad de Bath en Reino Unido, el cual se centra en la contaminación producida por la extracción de materia prima y su refinación para producir materiales de construcción. **(University of Bath, 2018)**
- Embodied CO₂ of Factory made cements and combinations: Inventario realizado por el British Cement Assosiation (BCA) que se centra en la contaminación en la extracción y los procesos de elaboración del cemento. **(British Cement Assosiation)**
- Guidelines of Defra/DECC Greenhouse Gas Conversions Factors for Company Reporting: Inventario desarrollado por el Department of Enviroment Food and Rural Affairs de Reino Unido, que se centra en la contaminación de CO₂ producida por el consumo energético, gas natural y transporte. **(Department of Enviromental Food and Rural Affairs)**

Metodología

1. Plan de Recolección de Datos

a) Fase 1: Levantamiento de Información Estructural

Esta fase se centra en la obtención de los rubros de construcción de nuestra edificación, con sus

respectivas unidades y cantidades. Esta información fue obtenida de los pliegos de contratación del propio edificio con un total de 189 actividades de las cuales destacaron 40 resaltando elementos estructurales y no estructurales.

b) Fase 2: Levantamiento de Factores de Emisión.

Para el levantamiento de los factores de emisión se identificó aquellos materiales que constan en los rubros de construcción obtenidos en la fase de levantamiento de información estructural, una vez determinados estos materiales se procedió a obtener los factores desde los tres inventarios descritos anteriormente.

2. Plan de Procesamiento y Análisis de Información

a) Fase 1: Modelación Estructural

Esta fase se concentra en la modelación estructural de la situación actual del edificio, asignando las cargas de pared aplicadas sobre vigas y el adicional de carga Delta P sobre los tableros. Esto con la finalidad de comprobar el comportamiento estructural una vez que se han aligerado las cargas sobre la losa.

b) Fase 2: Cálculo de Volúmenes de Obra

En esta fase transformamos las unidades expresadas en los rubros de construcción (m², m³, u, kg) en toneladas con la finalidad de multiplicarlo con los factores de emisión expresados en toneladas de CO² sobre toneladas de material (t-CO²/t-material) y obtener así la cantidad de dióxido de carbono en unidades de masa.

c) Fase 3: Estimación de la huella de Carbono.

Se obtiene el producto del Dato de actividad por el Factor de emisión como se muestra en la siguiente fórmula:

$$\text{Emision de GEI (t GEI)} = DE * FE$$
$$[\text{Ton de CO}_2] = [\text{Ton}] * \left[\frac{\text{TonCO}_2}{\text{Ton}} \right]$$

(1)

Donde:

DE, es el dato de actividad será expresado en toneladas.

FE, es el factor de emisión esta expresado en t-CO²/t-material

De esta manera la emisión de GEI se presenta en toneladas de CO²

d) Fase 4: Propuesta de Disminución

Para la propuesta de disminución se analizará aquellos materiales que resulten menos contaminantes, reemplazando así acabados y materiales que influyan con elementos no estructurales.

Descripción del Caso

El edificio de Ciencias Básicas de la Universidad Técnica de Ambato ha sido construido con materiales convencionales para la construcción, sin tomar una alternativa de disminución de la huella de carbono, por tal motivo se realiza el pertinente estudio, identificando la contaminación que ha producido su construcción y los materiales utilizados en la misma para de esta forma establecer una alternativa más amigable con el medio ambiente, que sea óptima, funcional y ecológica.

Resultados y Discusión

a) Fase 1: Rubros de construcción.

En la Tabla 1 se enumeran los rubros de construcción de nuestra edificación utilizados para el presente estudio.

Tabla 1. Rubros de Construcción del Edificio de Ciencias Básicas

No.	Rubro	Unidad	Cantidad
1	Hormigón simple. Replanteo f'c=180kg/cm ²	m ³	31,15
2	Hormigón ciclópeo. F'c=210 kg/cm ² en cimientos	m ³	19,65
3	Hormigón simple f'c=240kg/cm ² en plintos	m ³	191,1
4	Hormigón simple f'c=240kg/cm ² en cadenas (inc. Encofrado)	m ³	24,49
5	Hormigón simple f'c=210kg/cm ² en muro perimetral (inc. Encofrado)	m ³	68,40
6	Hormigón simple f'c=210kg/cm ² en contra piso (inc. Encofrado)	m ²	447,66
7	Hormigón simple f'c=240kg/cm ² en columnas (inc. Encofrado)	m ³	165,30
8	Hormigón simple f'c=240kg/cm ² en losas (inc. Encofrado)	m ³	392,34
9	Hormigón simple f'c=240kg/cm ² en vigas (inc. Encofrado)	m ³	163,93
10	Hormigón simple f'c=240kg/cm ² en gradas (inc. Encofrado)	m ³	20,70
11	Acero de refuerzo fy=4200kg/cm ²	kg	111.767,70
12	Malla electrosoldada 8x15x15	m ²	507,57
13	Alivianamientos de 50 por 50 por 20	u	3,44
14	Alivianamientos de 50x25x20	u	432,50
15	Mampostería de bloque macizo 12cm	m ²	1.826,34
16	Enlucido vertical	m ²	4.588,90
17	Alisado y masillado de losa de cubierta con impermeabilizante	m ²	481,69
18	Enlucido en filos de ventanas y puertas	m	441,24
19	Dinteles 0.10x0.15m	m	179,20
20	Alisado y masillado de pisos	m ²	2.043,42
21	Pisos de porcelanato	m ²	1.975,02
22	Barredera de porcelanato h=8cm	m	960,82
23	Cerámica en baños	m ²	444,34

24	Pasamano h=90cm	m	28,48
25	Pasteado interior	m2	2.421,30
26	Pasteado exterior	m2	1.055,19
27	Pintura interior	m2	2.431,80
28	Pintura exterior	m2	1.055,19
29	Gypsum de 12mm interior (inc. Estructura metálica, pasteado y pintura)	m2	1.694,15
30	Puerta de madera taborada 100*210	u	14,00
31	Mampara y puerta de aluminio y vidrio 10mm templado ingreso	m2	11,16
32	Puerta metálica 140*210	u	1,00
33	Ventanas de aluminio y vidrio templado 6mm	m2	576,69
34	División de acero inoxidable de inodoros	u	10,00
35	División de baños, incluye puertas	m2	119,26
36	Mesón de granito	m	30,79
37	SI tubería PVC roscable diam. 63mm	m	155,42
38	SI. Tubería PVC roscable diam 50mm	m	71,30
39	SI tubería de acero inoxidable 2 1/2 hidrinox	m	97,15
40	SI tubería de acero inoxidable 1 1/2	m	1,73

Fuente: Universidad Técnica de Ambato. Proceso: LICO – UTA – 002 – 2017

b) Fase 2: Factores de Emisión.

En la tabla 2 se muestran los factores de emisión utilizados en la presente investigación.

Tabla 2. Factores de emisión por Material

Categoría	Materiales	Factor de emisión (tco2e/t material)
Cemento	Cemento	0,880
Material de Cantera	Arena	0,005
Material de Cantera	Grava	0,079
Metal	Acero	6,519
Metal	Hierro	2,030
Aislantes	Poliestireno	3,430
Bloque	Bloque	0,078
Aislantes	Impermeabilizante	4,450
Acabados	Porcelanato	0,700
Aislantes	Yeso	0,130
Acabados	Pintura	2,910
Madera	Madera	0,310

Vidrio	Vidrio	0,910
Metal	Aluminio	9,160
Material de Cantera	Granito	0,700
Plásticos	PVC	3,230

c) Fase 3: Resultados de la condición inicial

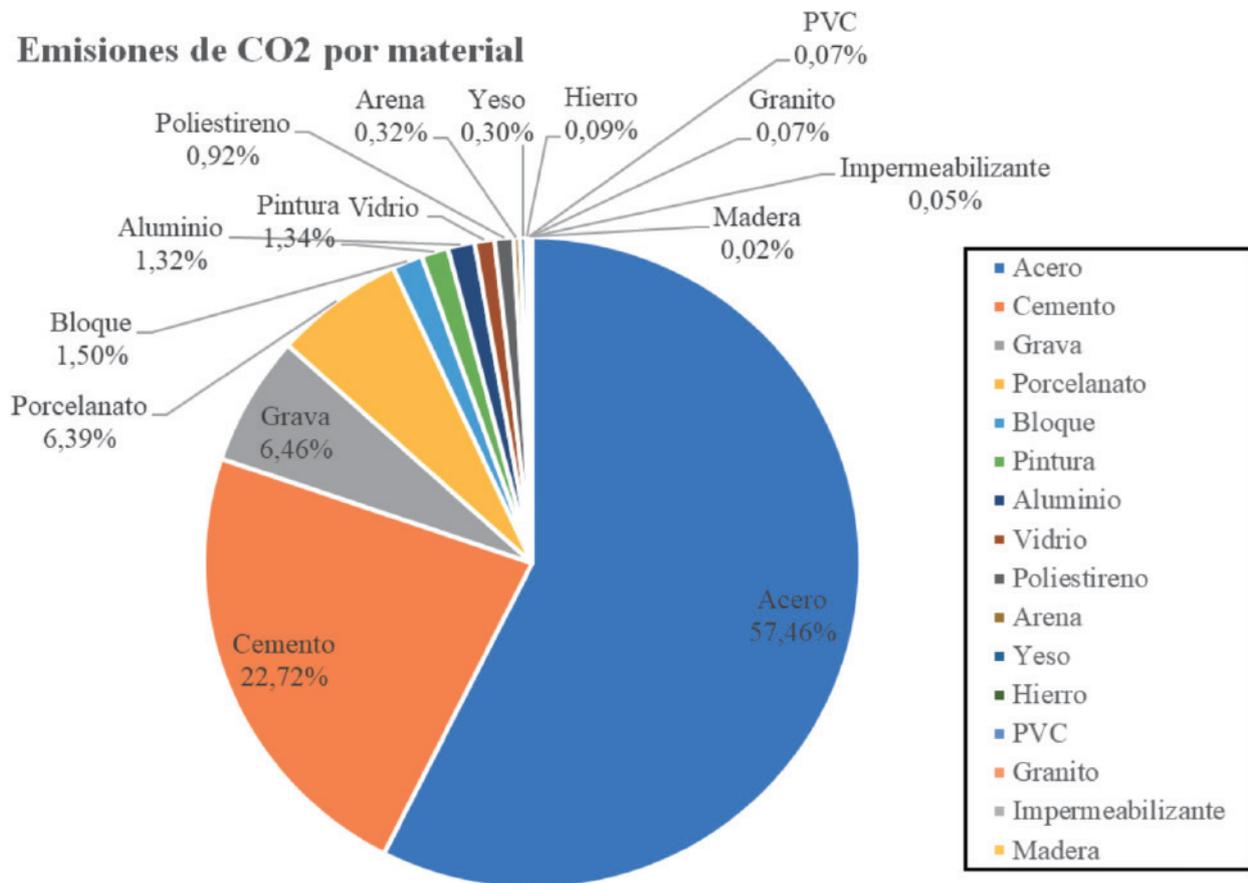
Primeramente, se realizó la transformación de las unidades de los rubros de construcción en unidades de peso (toneladas). En el caso de que ciertos rubros requieran más de un material para su elaboración, como es el caso de hormigones con diferentes resistencias, morteros de diferentes dosificaciones, dinteles, ventanas incluido perfilería de aluminio, se realizó el análisis respectivo para obtener los pesos de cada material y así calcular las emisiones de dióxido de carbono.

Tabla 3. Contaminación por materiales de la situación actual del edificio.

Materiales	Cantidad (ton)	Factor de Emisión (tco2e/t material)	Producto (tco2)	Porcentaje (%)
Acero	120,56	6,52	785,94	57,46
Cemento	353,15	0,88	310,77	22,72
Grava	1.119,00	0,08	88,40	6,46
Porcelanato	124,81	0,70	87,37	6,39
Bloque	262,54	0,08	20,48	1,50
Pintura	6,28	2,91	18,27	1,34
Aluminio	1,97	9,16	18,04	1,32
Vidrio	14,80	0,91	13,47	0,98
Poliestireno	3,65	3,43	12,53	0,92
Arena	845,22	0,01	4,31	0,32
Yeso	31,93	0,13	4,15	0,30
Hierro	0,58	2,03	1,17	0,09
PVC	0,30	3,23	0,96	0,07
Granito	1,34	0,70	0,94	0,07
Impermeabilizante	0,15	4,45	0,69	0,05
Madera	0,81	0,31	0,25	0,02
TOTAL			1.367,74	100,00

En la tabla 3 se presenta la contaminación por material de la situación actual de nuestra edificación de estudio. Entre los materiales más contaminantes tenemos el acero estructural con un valor del 57,46%, a continuación, le siguen el cemento y agregados para la fabricación del hormigón. Sin embargo, tenemos diferentes materiales no estructurales que producen una alta contaminación como es el caso del porcelanato (6,39%), aluminio (1,32%) y poliestireno (0,92%) que pueden ser disminuidos.

Figura 2. Emisiones de CO2 por material. Situación actual



a) Fase 4: Propuesta de disminución.

Para la propuesta de disminución se tomaron las siguientes alternativas:

- Eliminación de los aliviamientos de poliestireno utilizados en las losas de la estructura siendo estos reemplazados por casetones modulares reutilizables como alternativa más ecológica. Con esta propuesta se reducirá tanto el peso de la losa, así como las toneladas de dióxido de carbono del edificio.
- Eliminación de cerámica en los pisos a excepción de los baños. Se propone la colocación de pisos y barrederas de madera, debido a que el factor de emisión de la madera es mucho menor que el de la cerámica y de igual manera se reducirá el adicional a la carga muerta en losas.
- Se propone reemplazar el aluminio utilizado en la perfilería de las ventanas por perfiles de PVC. El aluminio presenta un factor de emisión demasiado alto y este cambio ayudará a reducir en gran medida la contaminación existente.
- Se propone cambiar las divisiones de acero inoxidable de los inodoros por granito, reduciendo de esta forma la cantidad de acero y la contaminación de este, de igual manera el granito presenta un factor de emisión menor que el acero.

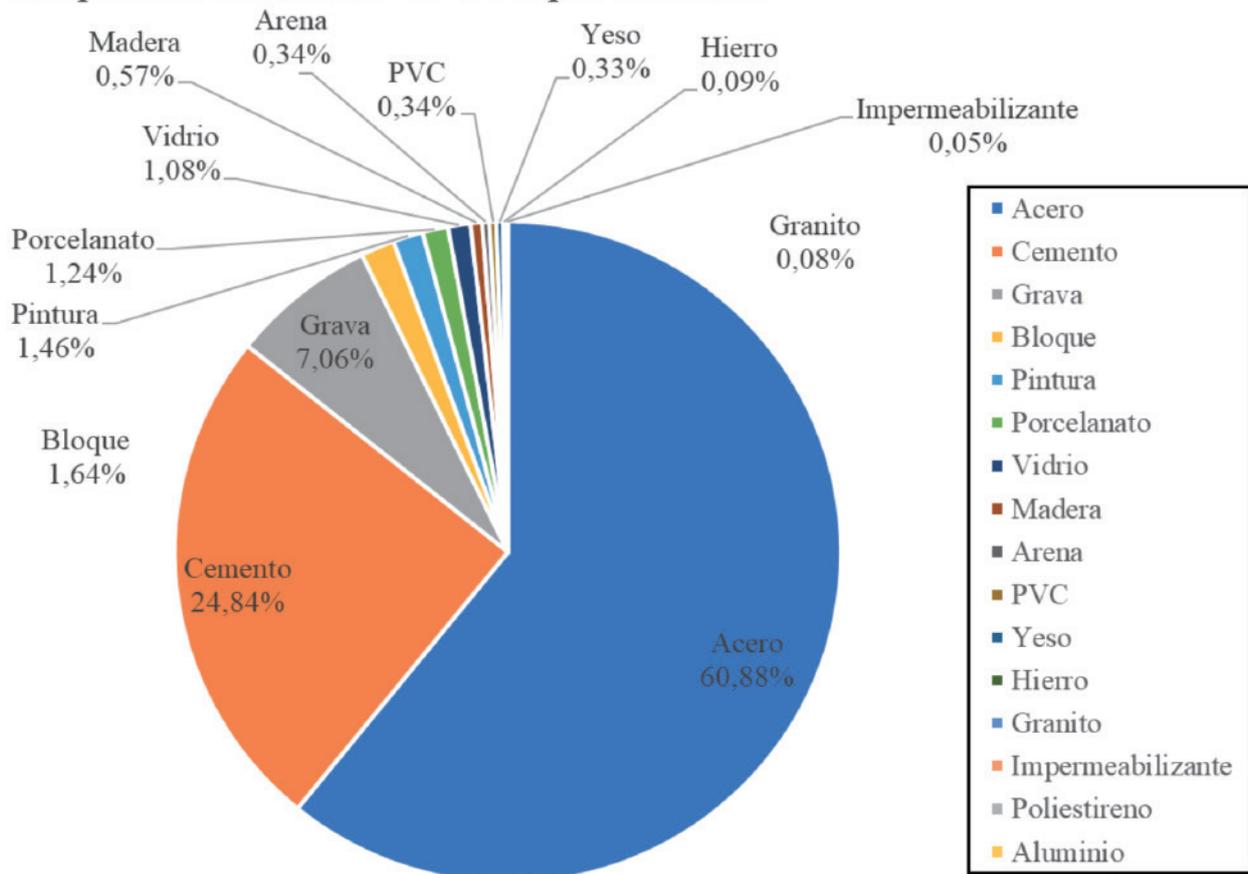
Tabla 4. Contaminación por materiales de la propuesta de disminución.

Materiales	Cantidad (ton)	Factor de Emisión (tco2e/t material)	Producto (tco2)	Porcentaje (%)
Acero	116,86	6,52	761,80	60,88
Cemento	353,15	0,88	310,77	24,83
Grava	1119,00	0,08	88,40	7,06
Bloque	262,54	0,08	20,48	1,64
Pintura	6,28	2,91	18,27	1,46
Porcelanato	22,22	0,70	15,55	1,24
Vidrio	14,80	0,91	13,47	1,08
Madera	22,82	0,31	7,07	0,57
Arena	845,22	0,01	4,31	0,34
PVC	1,30	3,23	4,21	0,34
Yeso	31,93	0,13	4,15	0,33
Hierro	0,58	2,03	1,17	0,09
Granito	1,40	0,70	0,98	0,08
Impermeabilizante	0,15	4,45	0,69	0,05
Poliestireno	0,00	3,43	0,00	0,00
Aluminio		9,16	0,00	0,00
TOTAL			1.251,40	100,00

En la tabla 4 podemos identificar una reducción en la contaminación total del edificio reduciendo a un total de 1.251,40 toneladas de dióxido de carbono. Esta reducción fue posible gracias a la disminución del porcelanato, la eliminación de poliestireno y del aluminio, disminución de acero inoxidable en divisiones de baños por materiales menos contaminantes.

Figura 3. Emisiones de CO2 por material. Propuesta de disminución.

Propuesta. Emisiones de CO2 por material



Conclusiones

En base a la investigación y los cálculos realizados se concluye que la huella de carbono del edificio de Ciencias Básicas de la Universidad Técnica de Ambato es de 1.367,74 toneladas de dióxido de carbono.

De igual manera se ha podido analizar que los rubros correspondientes a elementos estructurales no son factibles a ser reemplazados. Nuestra propuesta de reducción se centra en el reemplazo de los rubros correspondientes a acabados y materiales no estructurales teniendo una reducción de 116,34 toneladas de dióxido de carbono correspondiente al 8,50% de la totalidad de los gases emitidos.

Cabe resaltar que la propuesta de disminución de huella de carbono del edificio de Ciencias Básicas cumple con todos los chequeos correspondientes al análisis dinámico: Calibración del periodo de vibración, modos traslacionales y rotacionales, acumulación de masas, deriva inelástica y validación del análisis dinámico.

Recomendaciones

En base a la investigación y los cálculos realizados se recomienda construir con un enfoque ambiental,

considerando el uso de materiales con factores de emisión menores a los convencionales utilizados en esta industria.

Se recomienda de igual manera el uso de materiales en la construcción de producción local, con el fin de evitar contaminación por el transporte a nivel nacional como internacional.

Se recomienda implementar el uso de tecnologías verdes y ecológicas, que fomenten la diseños sustentables y auto sostenibles, como es el caso del uso de agua lluvia, las corrientes de viento propias del sector y el aprovechamiento de la luz solar.

Bibliografía

- Affairs, D. o. (n.d.). Guidelines of Defra/DECC Greenhouse Gas Conversions Factors for Company Reporting. Reino Unido.
- Andrade Castañeda, H., Arteaga Céspedes, C., & Segura Madrigal, M. (2017, Enero). Emisión de gases de efecto invernadero por uso de combustibles fósiles en Ibagué, Tolima (Colombia). Retrieved 5 2019, 17, from <http://www.scielo.org.co/pdf/ccta/v18n1/v18n1a06.pdf>
- Assosiation, B. C. (n.d.). Emboiled CO2 of Factory made Cements and Combinations. Reino Unido: British Cement Assosiation (BCA).
- Bath, U. o. (n.d.). Inventory of Carbon and Energy. Reino Unido: University of Bath.
- Campatella, E. (2019, 5 16). El CO2 rompe todos los records y supera las 415ppm. (Meteored) Retrieved 6 17, 2019, from <https://www.meteored.com.ar/noticias/actualidad/el-co2-rompe-todos-los-records-y-supera-las-415-ppm.html>
- Desarrollo, B. I. (2017, 6 8). Estos son los paises de america latina que mas co2 emiten. Retrieved 8 15, 2019, from <https://cnnespanol.cnn.com/2017/06/08/estos-son-los-paises-de-america-latina-que-mas-co2-emiten/>
- EPA. (2017). Agencia de Protección Ambiental de los EEUU. Retrieved 6 13, 2019, from <https://www.epa.gov/ghgemissions/overview-greenhouse-gases>
- Español, C. (2017, 6 8). Estos son los países de latinoamérica que mas CO2 emiten. (CNN) Retrieved 6 17, 2019, from <https://cnnespanol.cnn.com/2017/06/08/estos-son-los-paises-de-america-latina-que-mas-co2-emiten/>
- Leman, J. (2012). Damage and implications for seismic design of RC Structural Wall Buildings Earthquake Spectra.
- Mundial, B. (2017). Contaminación por CO2 en Ecuador. Retrieved 7 12, 2019, from <https://datos.bancomundial.org/indicador/EN.ATM.GHGT.KT.CE>
- Mundial, O. M. (2018, Noviembre). Los niveles de gases de efecto invernadero en la atmósfera alcanzan un nuevo récord. Retrieved 5 2019, 17, from <https://public.wmo.int/es/media/comunicados-de-prensa/los-niveles-de-gases-de-efecto-invernadero-en-la-atm%C3%B3sfera-alcanzan-un>
- Mundial, O. M. (2019, Febrero). La OMM confirma que los últimos cuatro años han sido los más cálidos desde que se tienen registros. Retrieved 5 2019, 17, from <https://public.wmo.int/es/media/comunicados-de-prensa/la-omm-confirma-que-los-%C3%BAltimos-cuatro-a%C3%B1os-han-sido-los-m%C3%A1s-c%C3%A1lidos>

- Polanco, J. A., & Cavia, D. (2017). MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN. Bogotá: Departamento de ciencia e ingeniería de terrenos y materiales.
- PROGRAM, I. G. (2012).
- Protocol, G. G. (2012). Explain of Scope 1, 2 and 3. Retrieved 6 19, 2019, from <https://www.indiaghgp.org/explaining-scope-1-2-3>
- UNAM. (2012). Analisis del ciclo de vida. Retrieved 8 2019, 10, from https://portal.camins.upc.edu/materials_guia/250504/2013/Analisis%20del%20Ciclo%20de%20Vida.pdf

Efectos del COVID-19 sobre los accidentes de tránsito en la provincia de Manabí

Effects of COVID-19 on traffic accidents in the province of Manabí

Viviana Vera¹; Javier Larrea², Marjory Caballero³, Daniel Delgado⁴

¹Departamento de Construcciones Civiles, Facultad de Ciencias Matemáticas, Físicas y Químicas, Universidad Técnica de Manabí, Avenida José María Urbina, Portoviejo, Ecuador. Email: vvera3503@utm.edu.ec

²Departamento de Construcciones Civiles, Facultad de Ciencias Matemáticas, Físicas y Químicas, Universidad Técnica de Manabí, Avenida José María Urbina, Portoviejo, Ecuador. Email: jlarrea3167@utm.edu.ec

³Departamento de Construcciones Civiles, Facultad de Ciencias Matemáticas, Físicas y Químicas, Universidad Técnica de Manabí, Avenida José María Urbina, Portoviejo, Ecuador. Email: marjory.caballero@utm.edu.ec

⁴Departamento de Construcciones Civiles, Facultad de Ciencias Matemáticas, Físicas y Químicas, Universidad Técnica de Manabí, Avenida José María Urbina, Portoviejo, Ecuador. Red de Desarrollo Urbano Sostenible de Manabí, Portoviejo, Ecuador. Email: daniel.delgado@utm.edu.ec
0000-0001-5251-8037

DOI: <http://dx.doi.org/10.31243/id.v15.2022.1590>

Resumen

Los efectos del COVID-19 han sido evidentes en diversos sectores a nivel global, especialmente en el tránsito vehicular, debido a las restricciones de circulación implementadas para frenar su propagación. La presente investigación tiene como objetivo comparar la cantidad de accidentes de tránsito y sus víctimas fatales antes y durante la pandemia, como recurso para determinar los efectos generados por las limitaciones de movilidad en el comportamiento de estos indicadores dentro de la provincia de Manabí. En la metodología se analizaron los registros generales de accidentes de tránsito desde el 2008 a 2021, y posteriormente se establecieron períodos considerados prepandemia y pandemia, para ser evaluados a detalle mediante interpretación estadística implementando el coeficiente de correlación de Pearson. Los resultados permitieron identificar los principales cambios en la dinámica de accidentes de tránsito y sus víctimas fatales, como la disminución del 25% del registro de accidentes de tránsito y el 28% en el registro de víctimas fatales durante la pandemia. Las modificaciones más importantes en los comportamientos de estos dos indicadores se observaron en los registros de víctimas fatales, con un valor de $r=0.77$.

Palabras clave:

Accidentes de tránsito, COVID-19, víctimas fatales, efectos del COVID-19

Abstract

The effects of COVID-19 have been evident in various sectors globally, especially in vehicular flow, due to the traffic restrictions implemented to stop its spread. The present work aims to compare the number of traffic accidents and their fatalities before and during the pandemic, as a resource to determine the effects generated by mobility limitations on the behavior of these indicators within the province of Manabi. In the methodology, the general records of traffic accidents from 2008 to 2021 were analyzed, and later periods considered pre-pandemic and pandemic were established, to be evaluated in detail through statistical interpretation by implementing the Pearson correlation coefficient. The results made it possible to identify the main changes in the dynamics of traffic accidents and their fatalities, such as a 24% decrease in the record of traffic accidents and 28% in fatalities during the pandemic. The most important modifications in the behaviors of these two indicators were observed in the fatality records, with a value of $r = 0.77$.

Keywords:

Traffic accidents, COVID-19, fatalities, COVID-19 effects

Introducción

Según la Organización Mundial de la Salud (2018), cada año se pierden aproximadamente 1,35 millones de vidas como consecuencia de los accidentes de tránsito en general, que representa a la mayoría de los países un costo de casi el 3% de su PIB, por lo que es considerado un problema prioritario para la salud pública. Los fallecimientos por accidentes de tránsito para el 2030 serán considerados una de las siete causas principales de mortalidad a nivel mundial (WHO, 2007).

Desde el Plan Mundial para el Decenio de Acción para la seguridad Vial 2011-2020, propuesto por la OMS (2010), se ha buscado reducir las cifras proyectadas de accidentes de tránsito mediante 5 estrategias fundamentales: 1) gestión de la seguridad vial, 2) vías de tránsito y movilidad, 3) vehículos más seguros, 4) usuarios de vías de tránsito y, 5) respuesta tras los accidentes. Según Delgado et al. (2021), los peatones y ciclistas, a más de ser los medios de movilización más adecuados para una buena movilidad urbana, son también los más vulnerables, y considerando que casi el 50% de las víctimas mortales por accidentes de tránsito son peatones, ciclistas y motociclistas (OMS, 2010), es muy importante desarrollar programas de formación y educación ciudadana para todos los involucrados en la movilidad urbana con la finalidad de mejorar la seguridad vial (Cedeño et al., 2020; Delgado et al., 2020).

En Ecuador, la mortalidad por accidentes de tránsito también es considerado un problema de salud pública, que está estrechamente ligada al número de accidentes registrados (Algora et al., 2017). En los últimos años, se ha registrado una disminución en el número de accidentes de tránsito que puede ser producto de la mejora en la infraestructura vial en el país y, particularmente, las mejoras restrictivas en el marco legal de tránsito (Cañizares et al., 2015; Gómez et al., 2021).

En abril del 2020, el COVID-19 provocó que Ecuador sea considerado uno de los países con mayor número de casos confirmados (24675) y muertes (883) dentro de América Latina y el Caribe (WHO, 2019), ocasionando colapsos en la red nacional de salud. Debido a estas circunstancias, el 16 de marzo de 2020, el Gobierno Nacional del Ecuador decreta estado de excepción y emergencia sanitaria en todo su territorio (Hui et al., 2020). Para reducir la propagación de la enfermedad, como medidas restrictivas, el 17 de marzo de 2020 se limitó la circulación vehicular y de personas durante franjas horarias y último dígito de matrícula, con excepciones para el transporte de mercancías y abastecimiento de servicios básicos, junto a la seguridad y salud (Gómez et al., 2021).

Estas restricciones de movilidad supondrían una modificación en el comportamiento del tránsito vehicular diferente a las proyecciones que se han realizado años anteriores (Gómez & Espinoza, 2020; Algora et al., 2017), generando expectativas de que una disminución del flujo de vehículos provocaría una posible reducción del número de accidentes, incidiendo en la disminución de su letalidad, lo que demanda una correspondiente comprobación científica.

Por este motivo, el objetivo de la presente investigación es analizar los accidentes de tránsito registrados en el último año antes de la pandemia (abril 2019 – marzo 2020) y compararlos con los accidentes registrados desde el inicio de la pandemia hasta junio del 2021 para el caso de la provincia de Manabí, mediante datos proporcionados por la Agencia Nacional de Tránsito (ANT), identificando el aumento o disminución de su frecuencia y letalidad y determinando su correlación (entre accidentes-accidentes letales antes y durante la pandemia) mediante la aplicación del coeficiente de Pearson (r). Los resultados obtenidos permitirán

identificar patrones de comportamiento que ha generado la pandemia en el área de estudio con respecto a los accidentes de tránsito. La información generada permitirá elaborar medidas y estrategias que busquen una tendencia decreciente en las estadísticas de accidentes de tránsito mediante investigaciones posteriores.

Antecedentes:

El crecimiento de la población y el parque vehicular en Ecuador en los últimos años han aumentado a un ritmo acelerado (INEC 2018; 2010), provocando variaciones en los accidentes de tránsito, fallecidos e índices de letalidad. Este comportamiento es común en muchas partes del mundo: Irán registró un crecimiento poblacional del 9% que generó 3 veces más vehículos en la última década, registrando 21000 personas fallecidas en accidentes de tránsito entre 2004 y 2011 (Bahadorimonfared et al., 2013); China, a pesar de contar con un crecimiento poblacional controlado (0.56% en 2006 y 0.48% en 2011; World Bank, 2020), registró un incremento vehicular del 31% entre 2006 y 2011, con una tasa de mortalidad de 12.6 fallecidos por cada 100000 habitantes en 2006 a 15 fallecidos por cada 100000 habitantes en 2011 por accidentes de tránsito (Staton et al., 2016).

En Ecuador, entre el 2000 y 2018 se registraron 22953 personas fallecidas en 302558 accidentes de tránsito, observando un especial incremento de víctimas mortales entre el 2008 y 2018. En 2018, la probabilidad de fallecer fue de 8.4 por cada 100 accidentes de tránsito y, en 2014-2015, la probabilidad de fallecer fue de 6 por cada 100 accidentes de tránsito, respectivamente (Gómez & Espinoza, 2020). Para el 2019, la probabilidad de fallecer fue de 8.86 por cada 100 accidentes.

En el contexto de pandemias, la Peste Negra (1346-1353) y la Gripe Española (1918-1920) fueron dos de los acontecimientos de mayor relevancia registradas en la historia, y que generaron medidas de restricción de movilidad debido al elevado índice de contagio y el número de muertes provocadas (Benedictow, 2011; Kabbabe, 2019). Pese a esto, no se tienen registros que indiquen específicamente la influencia de estas enfermedades y sus medidas restrictivas de circulación en el tránsito y accidentes vehiculares, debido a que, para el primer caso (Peste Negra) existían únicamente vehículos o transportes a tracción animal y humana que no provocaban problemas relevantes en la generación de accidentes y, para el segundo caso (Gripe Española), el número de vehículos era muy bajo y no se contaban con las respectivas estadísticas que permitan establecer una comparación, por lo que no resulta posible analizar la dinámica entre los accidentes de tránsito en la pandemia actual con relación a acontecimientos anteriores.

Metodología

Se analizaron los registros generales de accidentes de tránsito obtenidos de la Agencia Nacional de Tránsito (ANT), para determinar la comparación entre el comportamiento de los accidentes antes y durante la pandemia, estableciendo un período en común que permitió evaluar correctamente esta evolución, distribuido entre abril 2019 – marzo 2021 y clasificado en prepandemia (abril 2019 – marzo 2020) y pandemia (abril 2020 – marzo 2021).

Las variables primarias del estudio fueron el número total de accidentes de tránsito distribuido para cada cantón de la provincia de Manabí para el 2019 (prepandemia) y 2020 (pandemia), de las cuales se calcularon, como variables secundarias, el índice de letalidad de accidentes de tránsito para ambos períodos de estudio. Las evaluaciones consistieron en distribuir el porcentaje de siniestros registrados en cada cantón de la

provincia de Manabí, para identificar los sectores de mayor generación de accidentes y posteriormente determinar el porcentaje de letalidad que se obtuvo en cada localidad, para establecer el aumento o disminución de las variables abordadas.

Mediante el procesamiento de datos con el software Excel se elaboraron gráficos estadísticos relevantes que permitieron analizar la evolución de los accidentes en el período de estudio y se observan en las figuras 2, 3, 4 y 5. Posteriormente, esta información fue tratada mediante el software QGIS, para generar mapas georreferenciados que permitieron visualizar la cantidad y localización de las variables abordadas durante la pandemia y prepandemia, representadas en las figuras 6 y 7.

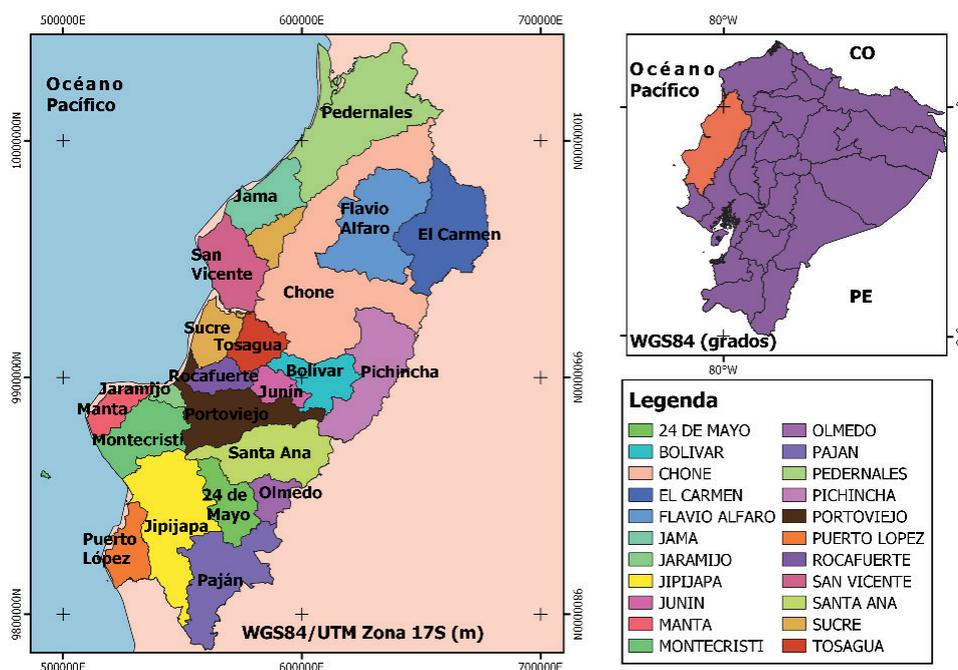
El coeficiente de correlación "r" de Pearson se empleó para determinar la dependencia lineal que existe entre las variables abordadas (Emerson, 2015), tanto para los siniestros registrados por cantón durante la época de pandemia y la prepandemia, así como en los siniestros registrados por cantón que presentaron víctimas fatales durante los períodos de estudio.

Mediante los resultados obtenidos, se identificaron los principales cambios generados por el COVID-19 en el registro de accidentes de tránsito y su letalidad.

Datos

La presente investigación se desarrolló en la provincia de Manabí - Ecuador, considerada la cuarta de mayor extensión en comparación a las 24 provincias que conforman el país, con 19.427 km². Limita al Norte con la provincia de Esmeraldas, al este con Santo Domingo de los Tsáchilas y Los Ríos, al sur con Santa Elena, al este y al sur con Guayas y al oeste con el Océano Pacífico. Manabí está distribuida en 22 cantones (fig. 1), con una proyección de más de 1'500.000 habitantes al 2020 (SNI, 2017), siendo la tercera provincia más habitada del país.

Figura 1. Área de estudio (provincia de Manabí)

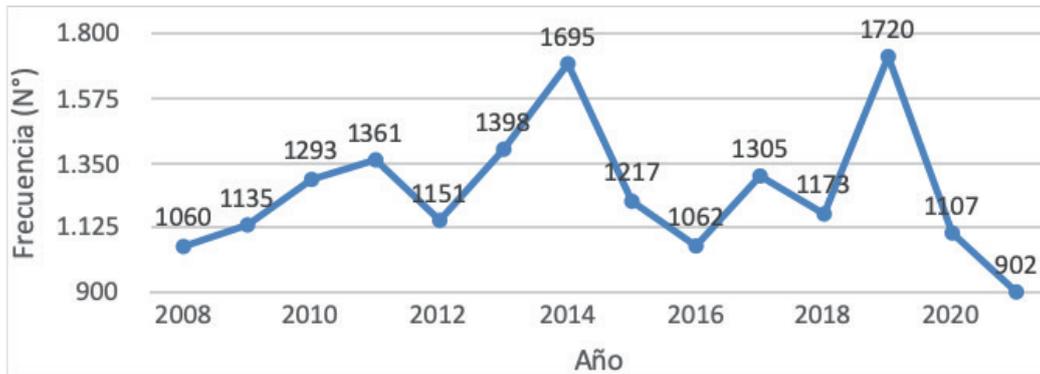


Resultados

Frecuencia de accidentes por año

Los registros globales obtenidos desde la ANT para la provincia de Manabí se presentan en la fig. 2.

Figura 2. Accidentes de tránsito en la provincia de Manabí (2008-2021). *Datos hasta el mes de junio

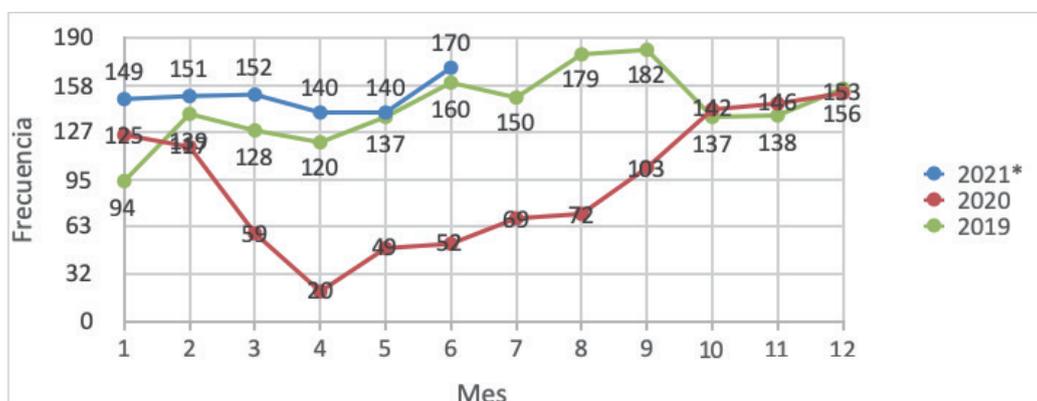


Mediante la figura 2 se puede observar la dinámica en el número de accidentes de tránsito registrados desde enero del 2008 a junio de 2021 en la provincia de Manabí. Desde el 2008 hasta el 2011 los accidentes de tránsito tuvieron un porcentaje de crecimiento promedio del 8% anual, con una disminución considerable entre el 2011 y 2012, para que, en los próximos dos años, la tendencia se mantenga creciente alcanzando su pico máximo hasta el 2014, con 1.695 accidentes registrados. Posteriormente, estos resultados mostraron nuevamente tendencias decrecientes hasta el 2018 y, en el 2019 se registró un aumento brusco de accidentes, alcanzando su pico máximo en esta variable de tránsito con 1.720 siniestros. Para el 2020, con las medidas de restricción aplicadas a la movilidad de personas, el número de accidentes de tránsito disminuyó casi el 36% con relación al año anterior. Para el 2021, hasta el mes de junio, las estadísticas registraron 902 accidentes de tránsito.

Frecuencia de accidentes por mes

En la figura 3 se representan los resultados obtenidos entre el 2019 y junio del 2021.

Figura 3. Frecuencia de accidentes de tránsito por mes (2019-2021). *Datos hasta el mes de junio

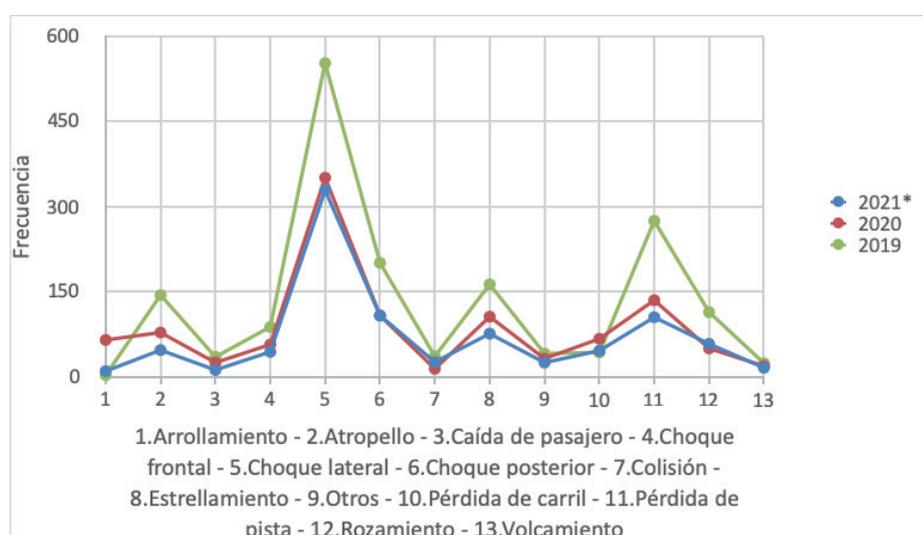


La figura 3 muestra la distribución mensual de los accidentes de tránsito en la provincia de Manabí. Se puede observar que el número de accidentes disminuyó considerablemente desde marzo hasta junio entre el 2019 y 2020. Los meses de julio y septiembre 2020 aún se mantienen bajos con relación al 2019, pero se empiezan a registrar incrementos que son mucho más visibles en los meses posteriores, registrando incluso, desde octubre de 2020, valores superiores a los registrados en el tiempo de prepandemia.

Causas de accidentes de tránsito

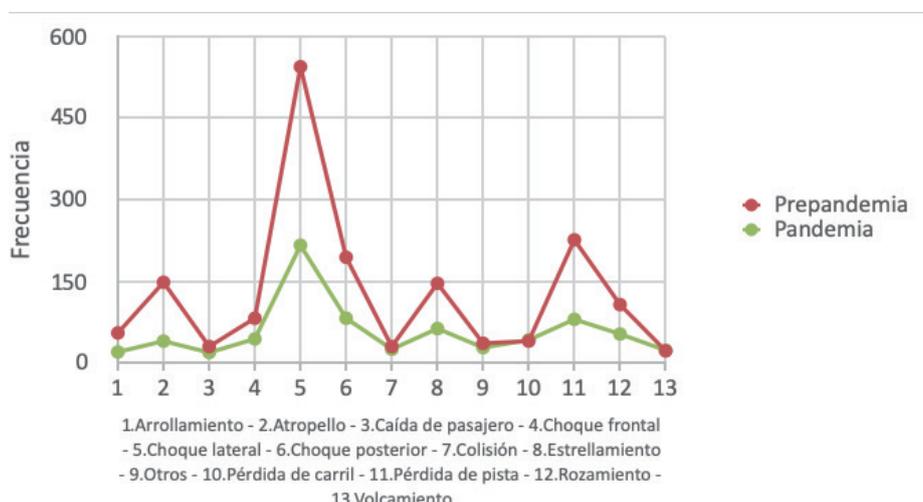
La ANT ha clasificado las causas de los accidentes de tránsito en 13 grupos que se pueden observar en la figura 4.

Figura 4. Causas de accidentes de tránsito (2019-2021). *Datos hasta el mes de junio



El “choque lateral” se ha mantenido como la principal causa de accidentes de tránsito en la provincia de Manabí dentro de los 3 años de estudio (figura 4), mientras que la causa de accidentes de tránsito con menor influencia ha sido “arrollamiento” para el 2019 y 2021 y, “caída de pasajeros” para 2020.

Figura 5. Causas de accidentes de tránsito (Prepandemia – Pandemia)

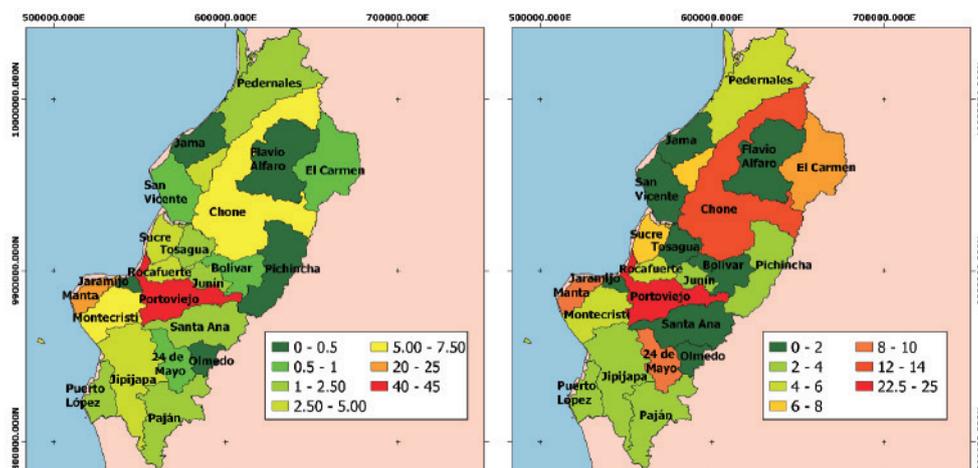


La figura 5 muestra los resultados de los accidentes de tránsito clasificados en los meses que corresponde a prepandemia y los meses de pandemia. Mediante el análisis de la figura 5 se puede determinar que la principal causa de accidentes (Id 5, choque lateral), tuvo una disminución del 60% de frecuencia en la pandemia con relación a la prepandemia, que representa aproximadamente 330 menos accidentes correspondiente a este tipo de siniestro. Los volcamientos (22 en prepandemia; 23 en pandemia) y pérdida de carril (40 en prepandemia; 42 en pandemia) se mantuvieron casi constantes, registrando un incremento poco perceptible en época de pandemia, mientras que la colisión y “otros” tuvieron reducciones durante la pandemia de menos del 25%. Las causas de accidentes con mayores modificaciones porcentuales durante los períodos de estudio corresponden a la pérdida de pista (226 en prepandemia; 80 en pandemia) y arrollamientos (55 en prepandemia; 20 en pandemia), con más de 63% de diferencia en ambos casos.

Letalidad de accidentes de tránsito por cantones

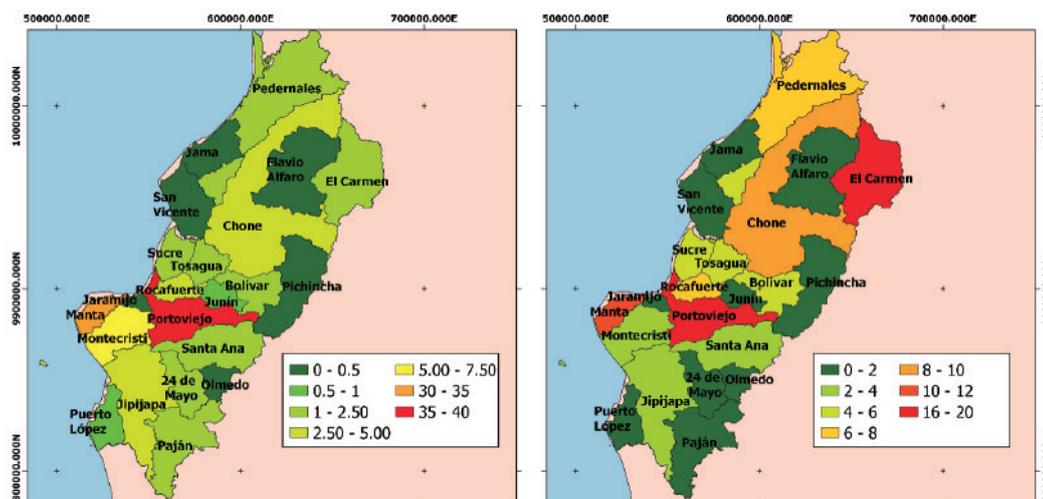
La figura 6 muestra el porcentaje de accidentes registrados en el período de estudio antes de la pandemia en los cantones de la provincia de Manabí. Mediante el análisis de la figura 6 (izquierda), se puede observar que el cantón con mayor porcentaje de accidentes de tránsito corresponde a Portoviejo, con el 42% de la ocurrencia de accidentes en la provincia (692 accidentes), seguido del cantón Manta, con el 24% del registro de siniestros (395 accidentes). Los cantones Flavio Alfaro, Jama, Jaramijó y Olmedo, no registraron accidentes durante el período prepandemia, mientras que los cantones de 24 de Mayo, Bolívar, Pichincha y San Vicente, registraron menos de 40 accidentes en conjunto, representando un promedio por cantón del 0.5%. En cuanto a la distribución de letalidad de los accidentes de tránsito en Manabí (figura 6 derecha), el cantón Portoviejo continúa representando el mayor problema, alcanzando el 23% de los accidentes letales de la provincia. Además, el cantón Chone, a pesar de haber registrado únicamente 87 accidentes, muy por debajo de Portoviejo y Manta, es el segundo cantón que representa el mayor porcentaje de accidentes letales de Manabí, con más del 13% de este indicador. Al analizar el porcentaje de letalidad por accidentes de tránsito registrados únicamente a nivel cantonal, en los cantones 24 de Mayo y Pichincha, el 100% de sus accidentes generó víctimas fatales (anexo 1), mientras que en el cantón El Carmen, el 80% de sus accidentes tuvieron resultados letales (anexo 1). Mediante este último análisis, el cantón Portoviejo registró un índice de letalidad interno de menos del 5%. En general, el 8.92% de los accidentes registrados antes de la pandemia tuvieron resultados fatales.

Figura 6. Accidentes de tránsito por cantones de la provincia de Manabí (prepandemia). Izquierda: accidentes registrados (%); derecha: accidentes letales (%)



La figura 7 muestra el porcentaje de accidentes registrados en el período de estudio durante la pandemia en los cantones de la provincia de Manabí. Mediante la figura 7 (izquierda), se puede observar que el cantón Portoviejo continúa siendo el de mayores accidentes de tránsito en la provincia, pero con una pequeña reducción en su distribución porcentual (4% menos con relación a prepandemia) y con aproximadamente 230 accidentes menos. Sin embargo, el cantón Manta, que continúa siendo el segundo cantón de la provincia con mayores accidentes registrados, tuvo una disminución en su frecuencia casi imperceptible, con únicamente 6 accidentes menos con relación al período prepandemia (368 actualmente) pero, debido a la disminución en accidentes en los demás cantones, Manta pasó de registrar el 24% de los accidentes provinciales antes de la pandemia a registrar el 31% en pandemia. Los cantones Jama, Flavio Alfaro y Jaramijó que en el análisis del período prepandemia no registraron accidentes, en el período de pandemia registraron 1 accidente por cantón, y únicamente el cantón Olmedo continuó sin registrar accidentes de tránsito. Mediante el análisis de la figura 7 (derecha), el cantón Portoviejo pasó de ser el que mayor porcentaje de accidentes fatales registre, para situarse en el puesto 2, con el 16% de accidentes fatales y con una disminución en el índice de letalidad cantonal (anexo 1) de más del 1%. Por otro lado, el cantón El Carmen registró 3 accidentes letales más con relación a prepandemia, pero le significó un aumento porcentual de más del 16%, situándolo en el primer lugar en la distribución porcentual de accidentes fatales de la provincia, y su índice de letalidad interno subió 10% (anexo 1). El cantón Manta registró un pequeño aumento en el porcentaje de letalidad de menos del 0.3%, pero su índice de letalidad interna disminuyó casi el 1%, lo que indica que los demás cantones también redujeron su distribución de letalidad porcentual en la provincia. De los dos cantones que en prepandemia mantenían el 100% de índice de letalidad cantonal (anexo 1), Pichincha mantuvo este porcentaje (2 accidentes registrados, 2 accidentes con víctimas fatales), mientras que 24 de Mayo redujo su índice de letalidad interna por más del 80% (14 accidentes registrados, 2 accidentes con víctimas fatales). En general, el 8.43% de los accidentes registrados en el período de pandemia, tuvieron resultados fatales.

Figura 7. Letalidad de accidentes de tránsito por cantones de la provincia de Manabí (pandemia). Izquierda: accidentes registrados (%); derecha: accidentes fatales (%)



Coefficiente de correlación de Pearson

La tabla 1 muestra los índices de correlación obtenidos de las variables en estudio:

Tabla 1. Coeficientes de correlación “r” de Pearson para número de accidentes y fallecidos

	Accidentes	Fallecidos
	0,98	0,77

Al observar los valores presentados en la tabla 1, el factor de correlación para los accidentes registrados durante la pandemia y prepandemia en todos los cantones de la provincia fue de 0.98. En cuanto al coeficiente de correlación para los accidentes de tránsito que generaron víctimas mortales, la tabla 1 indica que el valor de “r” fue 0.77, demostrando una mayor variación en esta variable en particular, durante el estudio de pandemia y prepandemia.

Discusión

Considerando que el estado de excepción provocado por el Covid-19 en Ecuador inició a mediados de marzo del 2020 y las restricciones de movilidad se fortalecieron en abril del mismo año, se puede observar cómo el número de accidentes disminuyó considerablemente durante estos dos meses en comparación entre el 2019 y 2020. En marzo del 2019 el número de accidentes en la provincia de Manabí fue de 128 frente a los 59 registrados en marzo del 2020, a inicios de la pandemia, alcanzando una disminución del 54% en los siniestros. Al comparar el mes de abril en 2019 y 2020, los cambios fueron mucho más representativos, con una disminución del 83% de accidentes registrados en el 2020 frente al 2019. Desde mayo hasta agosto del 2020, los accidentes de tránsito registrados en la provincia de Manabí fueron mucho menores que los registrados en estos meses para el 2019 (66% de disminución promedio mensual), pero se empieza a observar un ligero incremento en la ocurrencia de accidentes. El resultado de las reducciones en las restricciones de movilidad que paulatinamente fueron aumentando (menor restricciones) incidió directamente en el número de accidentes, por lo que, desde el mes de septiembre de 2019, se registraron aumentos considerables en su frecuencia. Los registros indican que en septiembre de 2020 aún existe una gran reducción en el número de accidentes de tránsito de más del 40% frente al 2019, pero en comparación a los meses anteriores su reducción fue mucho menor. Desde octubre de 2020 el número de accidentes retomó los patrones frecuenciales observados en el año anterior, registrando incluso un pequeño incremento promedio del 2,5% en este último trimestre del año con relación al 2019. Para el 2021, los registros de accidentes de tránsito son mayores a los registrados en 2019, con un crecimiento promedio mensual del 19% durante el primer semestre del año.

En general, el número de accidentes de tránsito registrados durante el período de estudio correspondiente a prepandemia alcanzó 1660 siniestros, de los cuales 148 tuvieron resultados fatales. Para el período de pandemia se registraron 1258 accidentes, de los cuales 106 resultaron fatales. Esto indica que, en tiempos de prepandemia, el porcentaje de letalidad de accidentes de tránsito fue de 8.92%, mientras que, en tiempos de pandemia, el porcentaje de letalidad de accidentes descendió a 8.43%. Basados en la relación accidentes/víctimas fatales, se puede observar que el porcentaje de accidentes fatales se mantuvo casi invariable durante los dos períodos abordados (0.49% de variación).

En otras palabras, el 25% de reducción en la ocurrencia de accidentes en pandemia, generó una disminución del 28% de accidentes con resultados fatales para este mismo período de estudio.

Mediante el análisis de los resultados con los índices de correlación, se observa que a pesar de que el

número de accidentes registrados tuvo una diferencia relativamente grande entre ambos períodos de estudio (25%), el coeficiente de Pearson fue de 0.98 para esta variable (número de accidentes). Es decir, a pesar de existir una reducción de más de 400 accidentes en época de pandemia con relación a la prepandemia, los cantones mantuvieron una similar posición con respecto a la cantidad de accidentes que cada uno representa para la provincia (por ejemplo, Portoviejo fue el cantón con mayor número de accidentes en prepandemia y en pandemia, Manta fue el segundo cantón con mayor número de accidentes en prepandemia y en pandemia...). Al analizar el índice de letalidad de accidentes, el 28% de la diferencia de resultados entre ambos períodos de estudio, generó un índice de correlación de 0.77 (mucho más bajo con relación a la generación de accidentes a pesar de que los resultados porcentuales fueron similares), lo que demuestra que la distribución de víctimas letales dentro de los cantones sufrió modificaciones considerables.

Conclusiones

Los cambios más representativos que provocaron las restricciones de movilidad por el COVID-19 en la ocurrencia de accidentes de tránsito en la provincia de Manabí se registraron entre los meses de marzo a septiembre de 2020, con una reducción promedio del 61% de siniestros con relación al año anterior.

El retiro o la disminución de las restricciones de movilidad (mayor flujo vehicular) aplicadas para frenar el COVID-19 generó el aumento inmediato de accidentes de tránsito, incluso con valores superiores a los obtenidos en el período de prepandemia.

La distribución de causas de accidentes de tránsito durante los períodos de estudio mantuvo como principal generador de accidentes al choque frontal, mientras que las demás clases sufrieron modificaciones en su representación porcentual.

Portoviejo se mantiene como uno de los cantones que registra mayor cantidad de accidentes y mayor número de víctimas fatales a nivel provincial, a pesar de tener un índice de letalidad cantonal promedio de 4.27% durante los períodos de estudio.

Mediante el coeficiente de correlación "r" de Pearson, se demostró que el análisis de las variables de accidentes de tránsito generó un coeficiente de 0.98, lo cual demuestra una redistribución más uniforme entre los resultados prepandemia y pandemia entre los cantones de la provincia de Manabí (poca variación en el orden porcentual), mientras que, para las variables de accidentes letales, el coeficiente de correlación fue de 0.77, debido a las grandes diferencias encontradas en cada cantón entre ambos períodos de estudio. En general, la reducción del 25% de accidentes de tránsito en la provincia de Manabí en época de pandemia, significó una reducción del 28% de accidentes letales. Es decir, de 8.92 accidentes fatales por cada 100 accidentes registrados en prepandemia, se pasó a registrar 8.43 accidentes fatales por cada 100 accidentes en pandemia (0.49% de diferencia).

Se recomienda realizar investigaciones posteriores para continuar con la evaluación del comportamiento de los accidentes de tránsito frente a las restricciones vehiculares, para determinar a futuro estrategias de movilidad que impliquen limitaciones en la circulación (de ser necesario), con el objetivo de conseguir una movilidad urbana más sustentable. Esta metodología se podría aplicar en cada provincia del Ecuador, permitiendo identificar puntos favorables que puedan ser aprovechados y replicados en las demás localidades.

Bibliografía

- Algora Buenafé AF, Russo Puga M, Suasnavas Bermúdez PR, Merino Salazar P & Gómez García AR. 2017. Tendencias de los accidentes de tránsito en Ecuador: 2000- 2015. *Revista Gerencia y Políticas de Salud*, 16(33), 52-58. doi: 10.11144/javeriana.rgps16-33.tate
- Bahadorimonfared, A.; Soori, H.; Mehrabi, Y.; Delpisheh, A.; Esmaili, A. et al. 2013. Trends of Fatal Road Traffic Injuries in Iran (2004–2011). *PLoS ONE*, 8 (5), e65198. doi:10.1371/journal.pone.0065198
- Benedictow, O. J. (2011). *La peste negra, 1346-1353: la historia completa* (Vol. 316). Ediciones Akal.
- Cañizares Fuentes R, Mena Ribadeneira G & Barquet Abihanna G. 2015. Análisis del sistema de salud del Ecuador. *Rev. Med. Fcm-Ucsg*, 19(4), 193-204. doi: 10.23878/medicina. v19i4.1080
- Cedeño, R., Álava, K., Delgado, D., & Ortiz, E. (2020). Caracterización de la movilidad vehicular y peatonal en la Universidad Técnica de Manabí. *Revista de Investigaciones en Energía, Medio Ambiente y Tecnología: RIEMAT* ISSN: 2588-0721, 5(2), 64-75.
- Comisión de Tránsito del Ecuador. 2019. Resultados de gestión de control de tránsito diciembre 2019. Disponible en: <https://www.comisiontransito.gob.ec/wp-content/uploads/2020/08/Estadisticas-Dic-2019.pdf>. Consultado el 30/06/2021
- Delgado D., Quiroz S., Casanova G., Álava M.A.C., da Silva J.P.C. (2021) Urban Mobility Characterization and Its Application in a Mobility Plan. Case Study: Bahía de Caráquez – Ecuador. In: da Costa Sanches Galvão J.R. et al. (eds) *Proceedings of the 1st International Conference on Water Energy Food and Sustainability (ICoWEFS 2021)*. ICoWEFS 2021. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-030-75315-3_64
- D. Delgado, JP. Silva, G. Casanova, E. Ortiz (2020). *Plan de movilidad urbana y espacios públicos Sostenibles. Caso de estudio Bahía de Caráquez*, Editorial Grupo Compás, Guayaquil Ecuador, 145 pag.
- Emerson, R. W. (2015). Causation and Pearson's correlation coefficient. *Journal of visual impairment & blindness*, 109(3), 242-244.
- Gómez, A. R. & Espinoza, C. E. (2020). *Comportamiento y pronóstico de la mortalidad en accidentes de tránsito: Ecuador, 2000–2018*.
- Gómez-García, Antonio; Escobar-Segovia, Kenny; Cajías-Vasco, Paúl. (2021). Impacto del COVID-19 en la mortalidad por accidentes de tránsito en provincias de la República de Ecuador. *CienciAmérica*, [S.l.], v. 10, n. 1, p. 24-34, feb. 2021. ISSN 1390-9592. doi: <http://dx.doi.org/10.33210/ca.v10i1.355>.
- Hui DS, I Azhar E, Madani TA, Ntoumi F, Kock R, Dar O, Ippolito G, Mchugh TD, Memish ZA, Drosten C, Zumla A, Petersen E. (2020). The continuing 2019-nCoV epidemic threat of novel coronaviruses to global health - The latest 2019 novel coronavirus outbreak in Wuhan, China. *Int J Infect Dis*, 91, 264-266. doi: 10.1016/j.ijid.2020.01.009.
- INEC. 2010. Censo de población y vivienda 2010. Disponible en: <http://www.ecuadorencifras.gob.ec/censo-de-poblacion-y-vivienda/>. Consultado el 16/11/2021.
- INEC. 2010. Anuario Estadístico de Transporte 2018. Disponible en: <https://www.ecuadorencifras.gob.ec/estadisticas-de-transporte-2018/>. Consultado el 16/11/2021.
- Kabbabe, S. 2019. La pandemia de Gripe Espanola de 1918. *Medicina Interna*, 35(2).
- Organización Mundial de la Salud. 2010. *Decenio de Acción para la Seguridad Vial 2011-2020*. Disponible en: https://www.who.int/roadsafety/decade_of_action/es/. Consultado el 05/07/2021
- Secretaría Nacional de Información. 2017. *Proyecciones y estudios demográficos*. Disponible en: <https://sni.gob.ec/proyecciones-y-estudios-demograficos>. Consultado el 05/03/2021

- Staton, C.; Vissoci, J.; Gong, E.; Toomey, N.; Wafula, R.; Abdelgadir, J.; Zhao, Y.; Liu, C.; Pei, F.; Zick, B.; et al. 2016. Road Traffic Injury Prevention Initiatives: A Systematic Review and Metasummary of Effectiveness in Low and Middle Income Countries. PLoS ONE, 11, e0144971. doi: 10.1371/journal.pone.0144971
- World Bank. 2020. Crecimiento de la población (% anual) – China. The World Bank Group. Disponible en: <https://datos.bancomundial.org/indicador/sp.pop.grow?locations=CN>. Consultado el 16/11/2021.
- World Health Organization. 2007. Ten statistical highlights in global public health: Part 1. Geneve: WHO. Disponible en: https://www.who.int/gho/publications/world_health_statistics/whostat2007_10highlights.pdf. Consultado el 05/07/2021
- World Health Organization. 2018. Global status report on road safety 2018. Geneva: WHO. Disponible en: <https://www.who.int/publications/i/item/9789241565684>. Consultado el 05/07/2021
- World Health Organization. Novel Coronavirus (2019-NCoV): Situation Report-101. 2020. Disponible en: <https://apps.who.int/iris/handle/10665/332054>. Consultado el 28/06/2021

Anexos

Anexo1. Datos de accidentes registrados, accidentes fatales y letalidad cantonal en la provincia de Manabí (prepandemia y pandemia)

Cantón	Prepandemia					Pandemia				
	Accidentes registrados		Accidentes letales		Letalidad cantonal (%)	Accidentes registrados		Accidentes letales		Letalidad cantonal (%)
	Nº	%	Nº	%		Nº	%	Nº	%	
24 DE MAYO	11	0,66	11	7,43	100,00	14	1,11	2	1,89	14,29
BOLÍVAR	13	0,78	0	0,00	0,00	22	1,75	6	5,66	27,27
CHONE	87	5,24	20	13,51	22,99	51	4,05	9	8,49	17,65
EL CARMEN	15	0,90	12	8,11	80,00	20	1,59	18	16,98	90,00
FLAVIO ALFARO	0	0,00	0	0,00	-	1	0,08	0	0,00	0,00
JAMA	0	0,00	0	0,00	-	1	0,08	0	0,00	0,00
JARAMIJO	0	0,00	0	0,00	-	1	0,08	0	0,00	0,00
JIPIJAPA	65	3,92	4	2,70	6,15	38	3,02	4	3,77	10,53
JUNIN	18	1,08	4	2,70	22,22	10	0,79	2	1,89	20,00
MANTA	395	23,80	15	10,14	3,80	389	30,92	11	10,38	2,83
MONTECRISTI	108	6,51	8	5,41	7,41	94	7,47	4	3,77	4,26
OLMEDO	0	0,00	0	0,00	-	0	0,00	0	0,00	-
PAJAN	26	1,57	4	2,70	15,38	13	1,03	0	0,00	0,00
PEDERNALES	20	1,20	8	5,41	40,00	14	1,11	8	7,55	57,14
PICHINCHA	3	0,18	3	2,03	100,00	2	0,16	2	1,89	100,00

PORTOVIEJO	692	41,69	34	22,97	4,91	468	37,20	17	16,04	3,63
PUERTO LOPEZ	28	1,69	4	2,70	14,29	10	0,79	1	0,94	10,00
ROCAFUERTE	64	3,86	8	5,41	12,50	39	3,10	8	7,55	20,51
SAN VICENTE	9	0,54	0	0,00	0,00	3	0,24	0	0,00	0,00
SANTA ANA	21	1,27	1	0,68	4,76	16	1,27	3	2,83	18,75
SUCRE	48	2,89	11	7,43	22,92	26	2,07	6	5,66	23,08
TOSAGUA	37	2,23	1	0,68	2,70	26	2,07	5	4,72	19,23

Análisis Dinámico No Lineal de un Edificio Aporticado de Hormigón Armado con Mampostería durante el Terremoto de Muisne, Ecuador, del 2016.

Nonlinear Dynamic Analysis of An Infilled Rc Frame Building During The 2016, Muisne, Ecuador Earthquake.

Patricio Paredes Bernal¹; Jorge Romero Loyola²

¹P&B Constructora, Quito - Ecuador, pparedes@buffalo.edu

²University at Buffalo, Buffalo - EEUU, jorgemig@buffalo.edu

DOI: <http://dx.doi.org/10.31243/id.v15.2022.1592>

Resumen

Este artículo presenta la respuesta de un modelo numérico bajo la acción de cargas sísmicas para un edificio de cuatro plantas ubicado en Portoviejo, Ecuador. Se analiza el evento del 16 de abril de 2016, en donde un terremoto superficial de magnitud MW7.8 azotó la costa norte del Ecuador. La máxima aceleración de piso registrada en Portoviejo fue 0.38g, La estructura fue terminada en 2011 y las particiones internas entre ambientes se componían de divisiones ligeras de aluminio y gypsum. Sin embargo, las paredes perimetrales eran mampostería de ladrillo macizo, con excepción de la fachada frontal. Se realizó una evaluación sistemática siguiendo las guías del ASCE 41-17 (Tier 1 y Tier 3). El modelamiento no lineal se realizó en OpenSees. Las propiedades de los materiales utilizados en la modelación se obtuvieron in situ a través de pruebas destructivas y no destructivas El modelo utilizó el procedimiento recomendado en el ASCE 41-17 para el modelamiento de las paredes de acuerdo con las propiedades del pórtico y pared se calculan resistencia a fluencia, pico y residual, así como la deriva del pórtico con mampostería Los resultados obtenidos al comparar el período natural de la estructura después de sometida al terremoto, en el análisis, se ajustan a la información provista en la evaluación post-terremoto. Se comparó el estado de las paredes validando mediante el daño en la estructura y la respuesta fuerza vs. deformación de cada elemento Se concluye que dichos elementos representan de manera satisfactoria el daño presentado en la estructura real.

Palabras clave: | *Pórticos de hormigón armado con mampostería, modelación no-lineal, ASCE 41-17, terremoto de Muisne.*

Abstract

This paper presents the response of a numerical model under seismic loading of a four-story building located in Portoviejo, Ecuador. The analysis considers the event of April 16th, 2016, where a MW 7.8 shallow megathrust faulting earthquake struck the coast of Ecuador. The maximum recorded PGA in Portoviejo was 0.38g, The structure was finished in 2011 where the building had interior partitions made of aluminum and gypsum. However, the perimeter walls were clay masonry infills, except in the front façade. A Tier 1 screening, and a Tier 3 systematic evaluation were developed following guidelines in ASCE 41-17. The nonlinear modeling of the structure was performed using OpenSees. The material properties of the structure used in the model were collected after the earthquake by destructive and non-destructive testing. Infill walls are

accounted for in the analysis by following the recommendations for infilled RC frames proposed in ASCE 41-17. According to the properties of the infilled frame the yield, peak and residual strength, and drift of the infilled frames are calculated. The results from comparing the natural period of the structure after being subjected to the EQ in the analysis and the information provided by the post-earthquake testing match. Therefore, the state of the masonry infills is compared to validate the model by comparing the damage with the force-vs.-displacement responses of each element. The elements that represent the infill walls present a response that accurately describes the damage presented by the infills of the structure.

Keywords: *ASCE 41 evaluation, nonlinear modeling, Muisne earthquake, masonry infilled RC frames.*

Introducción

Este artículo presenta la respuesta de un modelo numérico bajo la acción de cargas sísmicas para un edificio de cuatro plantas ubicado en Portoviejo, Ecuador. El edificio representa algunas de las prácticas constructivas típicas para edificios de baja a mediana altura en el Ecuador. El enfoque principal de este análisis es el evento del 16 de abril de 2016, en donde un terremoto superficial de magnitud MW7.8 azotó la costa norte del Ecuador. El edificio utilizó particiones ligeras, sin embargo, los pórticos perimetrales con excepción de la fachada frontal, se componían de paredes de ladrillo macizo. El proceso de recolección de datos, así como la identificación de deficiencias estructurales y el modelamiento no-lineal, fueron realizados siguiendo los requerimientos del ASCE 41-17. El modelo no-lineal fue construido en OpenSees. Los períodos naturales del modelo no-lineal luego de sometido al terremoto de Muisne de 2016 fueron comparados con las mediciones de vibración ambiental del proceso de evaluación post-sismo. Finalmente, las respuestas fuerza-deformación de los elementos que representan las paredes en el modelo fueron contrastadas con el estado de daño real de las paredes en el edificio. Otros parámetros de demanda ingenieril fueron extraídos del modelo para entender de mejor manera el comportamiento de la estructura durante el terremoto.

Terremoto del 16 de Abril de 2016

En la tarde del 16 de Abril de 2016 un terremoto de magnitud MW 7.8 golpeó la costa norte y central del Ecuador, causando daño extensivo en las provincias de Esmeraldas, Manabí y Guayas. La cifra final de fallecidos, de acuerdo con cifras oficiales, fue de 668 personas. Las pérdidas aproximadas fueron de cerca de 1.3mil millones de dólares. La intensidad máxima reportada de acuerdo con la escala Macro-sísmica Europea (EMS-98) fue IX. La máxima aceleración pico del terreno fue de 1.407g, registrada en la estación APED, a 35 km. Al sur del epicentro, en la ciudad de Pedernales. El edificio de cuatro pisos de este estudio se ubica en la ciudad de Portoviejo, provincia de Manabí. Esta ciudad se encuentra a 167 km al sur del epicentro. La máxima aceleración de piso registrada en Portoviejo fue 0.38g, en la estación APO1, localizada a 1.2 km del edificio de estudio.

Descripción del Edificio de Estudio

De acuerdo con cifras oficiales presentadas por el INEC, el 94% de los edificios en el Ecuador han sido construidos con hormigón armado, siendo los pórticos a momento casi exclusivamente el sistema estructural utilizado para edificios de baja a mediana altura. Además, es una práctica generalizada en el país

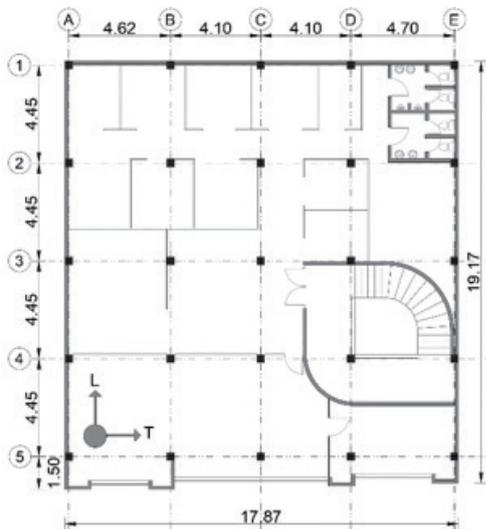
el uso de particiones de mampostería no reforzada, con el 54% de los edificios utilizando bloque hueco de hormigón y el 44% haciendo uso de ladrillo macizo. A pesar de no estar reconocido como un sistema estructural en la NEC-15, las estructuras resultantes de un buena porción de los edificios en Ecuador pueden fácilmente catalogarse como Pórticos de Hormigón con Muros de Corte de Mampostería (C3), de acuerdo con la Tabla 3.1 del ASCE 41-17.

El edificio de estudio se terminó de construir en el año 2011, esto es, cinco años del terremoto de Muisne. Se identificó como un edificio de oficinas con divisiones ligeras de aluminio y gypsum. Sin embargo, las fachadas laterales y posterior estaban enteramente rellenas de mampostería de ladrillo macizo sin refuerzo. La fachada frontal se conformó principalmente con vidrio. La estructura del edificio estaba compuesta de cuatro pórticos de hormigón armado en cada dirección, con una luz aproximada de 4.45m en todos sus vanos. Las dimensiones y disposición de refuerzo de columnas, vigas, losa y vigas de cimentación se muestran en la Tabla 1. Una fotografía del edificio, tomada días después del terremoto de Muisne de 2016, así como la vista en planta del mismo, se presentan en la Figura 1.

Tabla 1. Dimensiones y refuerzo de los principales elementos estructurales

Elemento	Sección (mm)	Refuerzo Longitudinal	Refuerzo transversal
Columnas	350x350 (300x300 en el 4to piso)	8φ14mm	Estribo cuadrado y rombo φ6mm@100mm en l, y φ6mm@200mm fuera de l.
Vigas	500x250 (mismo alto que la losa)	6φ14mm	Estribos φΦ6mm@100mm
Losa aliviada	h=250	1φ12mm@500m m	n/A
Vigas de cimentación	300x1000	Desconocido	Desconocido

Figura 1. Planta típica a la izquierda. Foto del edificio luego del terremoto de Muisne, 2016, a la derecha



El uso de losas alivianadas como sistema de piso es una práctica común en el Ecuador. Las losas se alivianan a través del uso de bloques huecos de hormigón, mismos que sirven como encofrado de los orificios, en este caso, con dimensiones 400x400x200mm. Los bloques se dejan perdidos en la losa. La loseta de compresión tiene un espesor de 50mm o más. Por lo tanto, el espesor mínimo de la losa es de 250mm. Los nervios o costillas son de 100mm de ancho. Otra práctica común en el país, al menos hasta la década pasada, fue el uso de vigas banda, o vigas pérdidas en la losa. Estas vigas tienen un alto igual al espesor de la losa, es decir, para este edificio, 250mm. Esta práctica buscaba simplificar y abaratar el encofrado de la losa de piso, resultando en losas planas. Las vigas banda se construían, usualmente, más anchas que las columnas. En el edificio de estudio, las vigas tenían 500mm de ancho. Aún así, la reducción en inercia de estas vigas, en comparación a un sistema típico de pórticos a momento con vigas descolgadas, es significativa y prohibida por algunos códigos en aplicaciones sísmicas, incluyendo el americano y mexicano. Por lo anterior, este tipo de edificios tienden a ser muy flexibles. Sin embargo, el uso de vigas anchas con refuerzo transversal al menos ayuda a prevenir fallas por punzonamiento, dependiendo del diseño.

Recolección de Información Post-sismo siguiendo el ASCE 41

La información descrita en esta sección fue obtenida producto de dos contratos de consultoría con el dueño del edificio, el primero, en Mayo de 2016 (a un mes del terremoto), y el segundo un año después del primero, es decir, en Mayo de 2017. Se utilizaron los procedimientos de evaluación sistemática (Tier 1 y Tier 3) del ASCE 41-17. Se realizó una recolección comprensiva de datos que incluyó la extracción de núcleos de hormigón y pruebas de velocidad ultrasónica para evaluar la resistencia a la compresión del hormigón; determinación de dimensiones y acero de refuerzo de los elementos estructurales; identificación del período natural de vibración de la estructura y el suelo de fundación; investigación geotécnica del suelo que incluyó un estudio de efecto de sitio; determinación del potencial de corrosión del acero de refuerzo; y recolección de los principales sistemas de ingeniería (agua, electricidad y aire acondicionado).

El procedimiento de evaluación Tier 1, siguiendo los listados del ASCE 41, identificó las siguientes deficiencias estructurales cuando se consideró al edificio como tipo C1 (Pórticos a Momento de Hormigón Armado): a) capacidad axial de columnas tanto para OI como PC; b) capacidad a cortante de columnas tanto para OI como PC; c) losas planas; d) espaciamiento de estribos; e) espaciamiento de estribos en vigas; y f) anclaje de las paredes fuera del plano. Además, la ubicación de los traslapes de columnas y vigas, así como el refuerzo en el nudo no se conoce. Las deficiencias no-estructurales identificadas fueron las siguientes: a) las paredes no reforzadas no cumplen con el espaciamiento máximo de arriostramiento permitido; b) las paredes no están detalladas para acomodar límites máximos específicos de derivas; c) las paredes en fachadas no están ancladas para fuerzas fuera del plano; d) los vidrios de la fachada frontal no son laminados; e) las paredes alrededor de las gradas no están restringidas para fuerzas fuera del plano; f) la conexión entre las gradas y la estructura depende de una sola capa de refuerzo; g) no existen tuberías o acoples flexibles.

La exploración de la cimentación descubrió vigas de cimentación en forma de T invertida. El alma de las vigas es de 300mm en ancho y 1000mm en alto. El patín se extiende 1000mm a cada lado del alma,

resultando en un ancho total de 2300mm. Claramente, la fundación está sobredimensionada para soportar un edificio de 4 plantas y luces de 4.45m.

Las escaleras, especialmente en el primer piso, fueron las más afectadas del edificio luego del terremoto. Estas tenían una forma helicoidal y fueron reforzadas con una sola capa de cinco varillas de 12mm. Este refuerzo pobre, sumado a la excentricidad de la ubicación de la grada en la planta del edificio, y a la flexibilidad inherente del sistema estructural del edificio, estuvieron a poco de causar el colapso total de la sección de escaleras entre planta baja y el primer piso alto. Una de las 5 varillas de la capa de refuerzo de la grada falló a tensión, lo que provocó que la escalera se desplace entre 3 a 5 cm de la losa. Considerando lo anterior, la conexión entre las gradas y las losas se asumió como articulada, y por tanto, no se consideró en el análisis.

Las paredes perimetrales fueron construidas utilizando ladrillo macizo de dimensiones 300x140x60mm. Los ladrillos de las paredes que rodeaban las gradas fueron colocados rotados 90°, de tal manera que los 60mm se convirtieron en la base y no el alto de cada ladrillo en la pared. Todas estas paredes colapsaron durante el terremoto. La Figura 2 muestra el daño de la escalera y las paredes circundantes que se menciona.

Figura 2. *Conexión de la escalera a la losa de primer piso, a la izquierda. Paredes colapsadas alrededor de las escaleras, a la derecha.*



El hormigón del edificio tiene una resistencia muy pobre, con un f_c que varía entre 13 y 16 MPa. No se encontraron planos ni documentos de la construcción. Sin embargo, como es común en el Ecuador, se asume que la resistencia mínima a la compresión a los 28 días para el diseño fue de 21 MPa. De hecho, fue muy fácil remover la capa de recubrimiento para poder observar el acero de refuerzo en los elementos estructurales, lo que demuestra la pobre calidad del hormigón. El rango antes mencionado se obtuvo a través de la extracción y prueba de núcleos de hormigón (15 en total) de distintos elementos del edificio, que luego se contrastaron con resultados de mediciones de velocidad ultrasónica y pruebas esclerométricas. Por otro lado, no se encontró corrosión en el acero de refuerzo, misma que se evaluó a través de pruebas de potencial e inspección visual.

El suelo de implantación del edificio se estudió y clasificó a través de dos exploraciones geotécnicas de 15m de profundidad en las que se realizaron pruebas de Penetración Estándar (SPT) siguiendo ASTM D1586, además de un prospección geofísica con mediciones de microtrepidación. El suelo se clasificó, de acuerdo con el sistema SUCS, como limos de alta plasticidad, MH. Además, siguiendo la categorización de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-15, que utiliza la misma lógica que la Tabla 20.3-1 del ASCE 7-16, se clasificó al suelo como Clase D, con una velocidad de onda de corte medida de 320 m/s. El período del suelo se midió y se obtuvo un valor de 0.65 segundos.

El período de la estructura fue medido, primero, el 18-05-2016, y un año después, en una segunda prueba, el 19-03-2017. Coincidentalmente, mientras la primera prueba se realizaba, aproximadamente un mes después del terremoto, la réplica más fuerte de éste (MW 6.8) ocurrió. Además, para la segunda prueba las paredes colapsadas alrededor de las escaleras fueron desalojadas, además de algunos muebles. Los resultados de ambas pruebas se muestran en la Tabla 2. Las dirección transversal, T y longitudinal, L, se muestra en la imagen de la izquierda de la Figura 1. Sin embargo, los resultados de la primera prueba no se consideran en adelante dado que la réplica alteró la respuesta del edificio, alargando el período medido en ambas direcciones. Por lo tanto, los resultados de la segunda prueba se consideran como la línea base para comparar los modelos numéricos descritos en este artículo. Las paredes alrededor de las gradas y las gradas en sí no fueron consideradas en el modelo para reflejar el estado real del edificio al momento de esta segunda prueba. Otro aspecto a notar es el hecho de que de acuerdo con la NEC-15 el período fundamental calculado para el alto del edificio, $h=12m$, debió estar entre 0.35 y 0.51 segundos, considerando, para el primer valor, un sistema de pórticos de hormigón con muros estructurales y, para el segundo, un sistema de pórticos de hormigón sin muros estructurales.

Tabla 2. Resultados de mediciones de vibración ambiental en el edificio

Dirección	Primera prueba (05-18-2016)	Segunda prueba (03-19-2017)
Transversal (T)	0.79	0.68
Longitudinal (L)	0.67	0.56
Torsión	-	0.36

Modelo No Lineal

Se construyó un modelo no lineal del edificio utilizando OpenSees. Los pórticos con paredes fueron modelados siguiendo las recomendaciones del capítulo 11 del ASCE 41-17. El enfoque general consiste en clasificar, en una primera instancia, al pórtico como dúctil o no-dúctil basado en una relación entre la resistencia a cortante de la columna y la fuerza cortante correspondiente al desarrollo de rótulas plásticas en la columna. Para ello, se realiza un análisis pushover de cada pórtico sin paredes. A continuación, se categoriza a la pared como débil o fuerte (relativamente flexible o relativamente rígida de acuerdo con la terminología del ASCE 41-17) basado en la relación entre la rigidez lateral de la pared y la rigidez a flexión de la columna. Dependiendo de lo anterior, se utiliza un juego específico de ecuaciones para calcular la resistencia y derivas en fluencia, pico y residual. Finalmente, la curva de la pared únicamente será la

diferencia entre la curva del pórtico con la pared, calculado con el procedimiento de la norma y la curva de pushover del pórtico sin la pared. Para el edificio de estudio, se construyeron y calcularon doce pórticos con paredes distintos, uno por piso de cada fachada lateral (considerando las luces de 4.45m) y dos por piso para la fachada posterior (considerando una luz de 4.10m y otra de 4.70m). Se requieren distintas curvas por piso dado que existe un incremento gradual en el peso en los niveles más bajos. Por lo tanto, se construyeron distintos modelos de un solo vano y piso. Los pórticos 1, 5 y 9 corresponden al cuarto piso. Los pórticos 2, 6 y 10 corresponden al tercer piso. Los pórticos 3, 7 y 11 corresponden al segundo piso. Los pórticos 4, 8 y 12 corresponden al primer piso. La clasificación anterior se detalla en la Figura 3. Las curvas estimadas de fuerza-desplazamiento para cada pórtico se muestran en la Figura 4.

Figura 3. Clasificación de los pórticos con paredes en planta y elevación

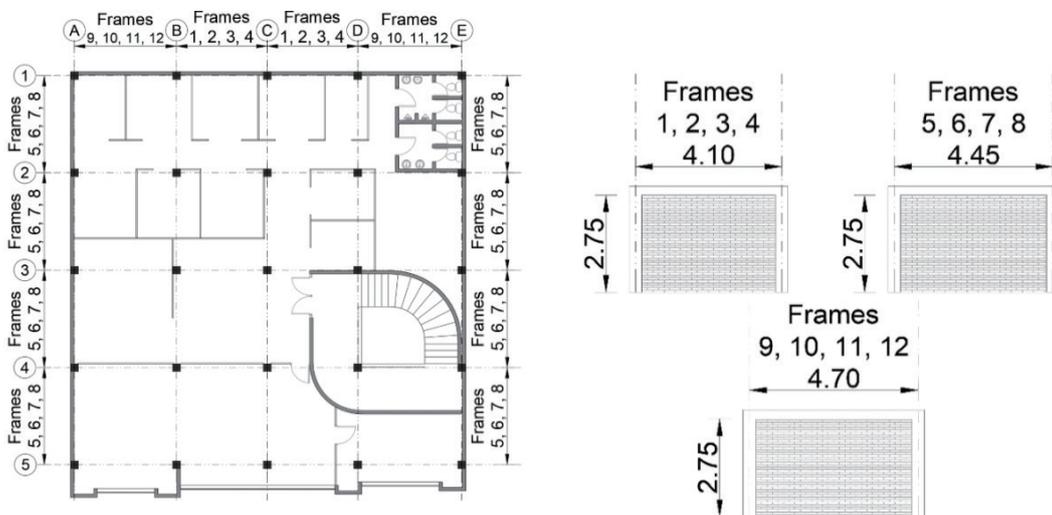
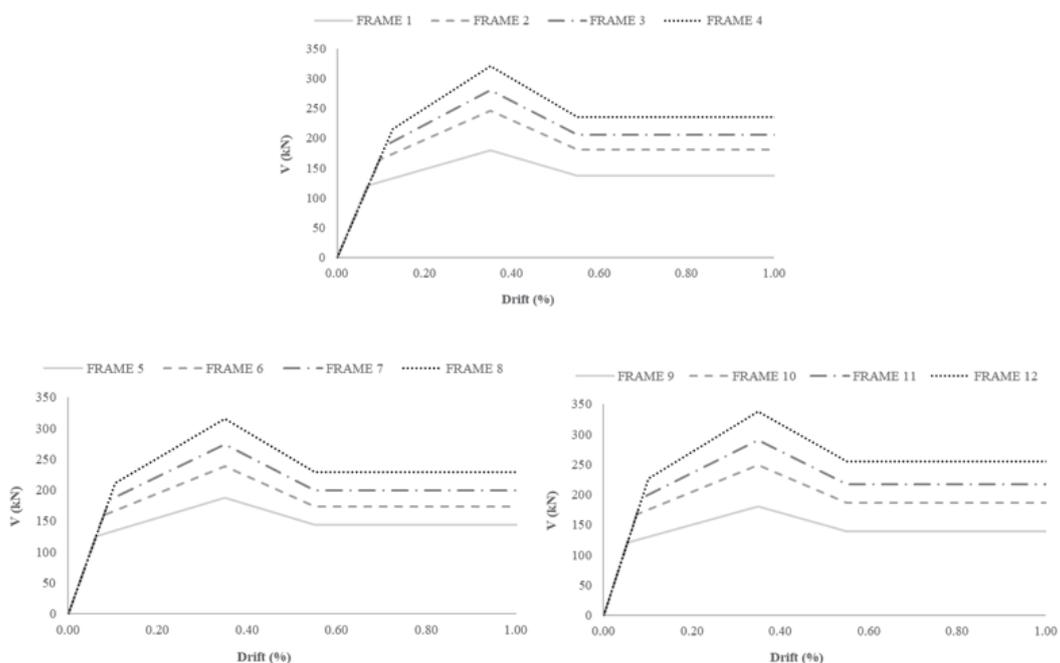


Figura 4. Curvas de fuerza lateral vs. deriva para los distintos tipos de pórticos con paredes



Para este caso, todas las paredes se clasificaron como relativamente flexibles o débiles. De la misma forma, todos los pórticos se clasificaron como no-dúctiles. Las propiedades de los materiales utilizados para la mampostería no fueron obtenidas directamente del edificio, sino deducidas de varios estudios recientes realizados en el Ecuador, así como de la Tabla 3-1 del FEMA P2018. La Tabla 3 muestra los valores seleccionados.

Tabla 3. Propiedades seleccionadas para la mampostería

$f'm$ (MPa)	$E'm$ (MPa)	$\mu 0$ (-)	$\mu 0$ (-)	c (MPa)
1.50	1500	0.58	0.52	0.15

Un modelo de cada vano y piso de cada pórtico con paredes mostrado en la Figura 3 fue construido en OpenSees. La mampostería se representa como un puntal diagonal, modelado como un elemento truss. El ancho de cada puntal es el mismo que el espesor de la pared. El alto de cada puntal se calibró para aproximar de mejor manera las curvas presentadas en la Figura 4. Las vigas y columnas se modelaron como elementos viga-columna inelásticos controlados por desplazamiento. Tanto el pórtico como la pared se modelaron utilizando elementos de plasticidad distribuida con secciones de fibras de y el material Concrete02. El acero de refuerzo se modeló con el material Steel02. La Tabla 4 y 5 presenta las propiedades de los materiales usadas en el análisis. La Figura 5 compara las curvas obtenidas siguiendo el ASCE 41 y las curvas calibradas usando OpenSees.

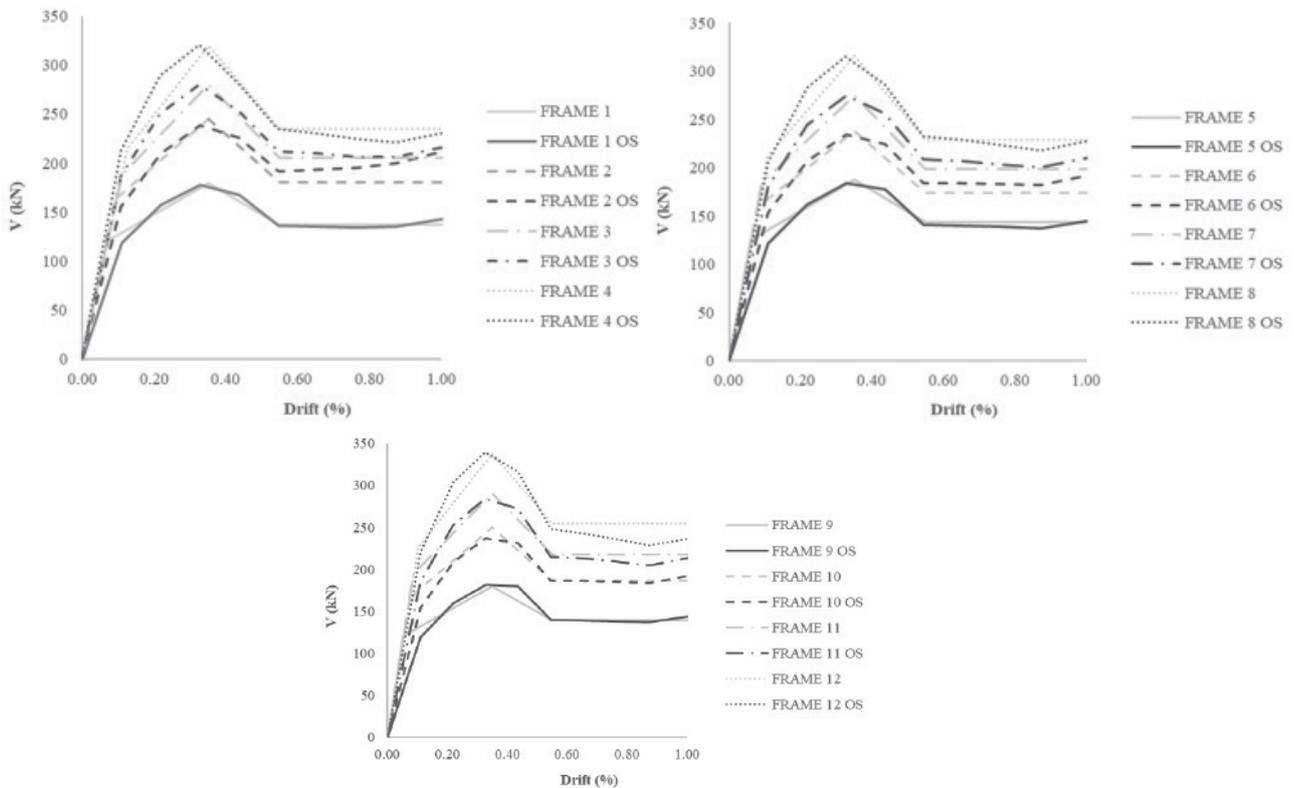
Tabla 4. Propiedades del material Concrete02 de pórticos y paredes utilizados en el análisis

	Material	Resistencia a Compresión Pico MPa	Resistencia Residual MPa	Resistencia a Tensión MPa	Deformación unitaria en Resistencia pico -	unitaria en residual -	Alto del Puntal mm	Tension Softening Stiffness MPa	Lamda
Columna	Hormigón no confinar	14.0	2.3	1.8	0.0030	0.0060	-	360	0.1
	Hormigón Confinado	17.8	2.9	1.8	0.0031	0.0062	-	360	0.1
Viga	Hormigón no confinar	21.0	3.5	2.7	0.0030	0.0060	-	540	0.1
	Hormigón Confinado	26.7	4.4	2.7	0.0038	0.0076	-	540	0.1
Puntal - Mampostería	Puntal 1	1.5	0.83	0.75	0.0017	0.0022	625	225	0.1
	Puntal 2						780		
	Puntal 3						975		
	Puntal 4						1150		
	Puntal 5						635		
	Puntal 6						770		
	Puntal 7						935		
	Puntal 8						1100		
	Puntal 9						615		
	Puntal 10						770		
	Puntal 11						965		
	Puntal 12						1190		

Tabla 5. Propiedades del material Concrete02 de pórticos y paredes utilizados en el análisis

Alfa	Resistencia Fluencia MPa	Tangente elástica inicial MPa	Relación de endurecimiento -	R0	cR1 -	cR2 -
1.0	420	200000	0.01	18	0.925	0.15

Figura 5. Curvas de fuerza lateral vs. deriva calibradas para los distintos tipos de pórticos con paredes



El modelo tridimensional se ensambló utilizando las propiedades calibradas de los modelos de un solo vano y piso que se mostraron en las Tablas 4 y Figura 5. Las dos componentes horizontales del registro de la estación APO1 (1.038S, 80.450W) fueron aplicadas al modelo. La estación se encuentra apenas a 1.2km al noreste del edificio de estudio.

Resultados

La Tabla 6 compara los resultados de las pruebas de vibración ambiental realizadas en el edificio en marzo de 2017, mismas que reflejan el estado post-sismo, y los resultados del análisis de eigenvalores del modelo numérico, tanto antes como después de la aplicación de las señales registradas en la estación cercana el 16 de abril de 2016. La dirección transversal, T, y longitudinal, L, se muestra en la Figura 1. Se considera que los resultados son acordes entre ellos, especialmente para los modos 1 y 3. El resultado del modo 3,

considerando la simplicidad del modelo, se puede considerar también relativamente bueno.

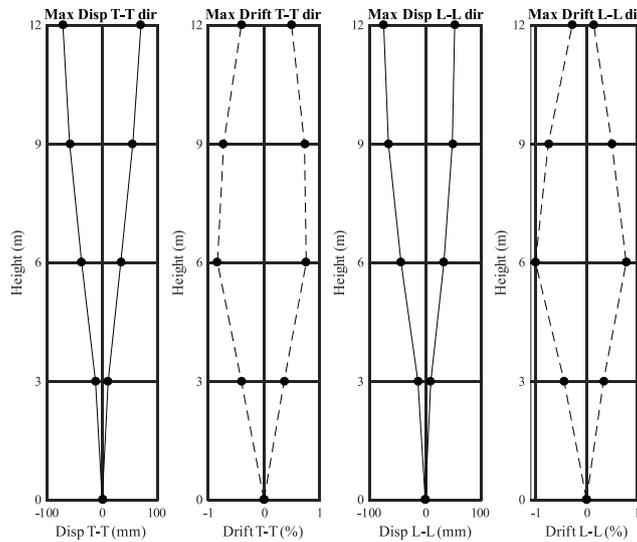
De acuerdo con los resultados anteriores, el modelo se consideró validado. A continuación, se extrajeron los desplazamientos y derivas pico de piso del modelo numérico, tal como se muestra en la Figura 6. El desplazamiento máximo es cercano a los 100mm en el techo. La deriva máxima es aproximadamente 1% en el segundo piso, lo que coincide con el piso donde se concentró la mayoría del daño que se evidenció en el reconocimiento post-sismo.

Tabla 6. Comparación de los periodos naturales

Modo	Dirección	Vibración Ambiental	Período (seg)		Error (después del evento) (%)
			Modelo Numérico		
			Antes del evento	Después del evento	
1	Transversal (T)	0.68	0.67	0.72	5.8
2	Longitudinal (L)	0.56	0.41	0.42	25.0
3	Torsión	0.36	0.30	0.39	8.3

En este punto, un modelo sin las paredes fue desarrollado para contrastar los resultados de desplazamientos y derivas máximas entre los pórticos con y sin paredes. Los desplazamientos máximos en este último alcanzaron los 200mm. La deriva máximo de piso alcanzó el 2%. Tanto los desplazamientos como derivas se duplicaron al considerar pórticos sin paredes. Así mismo, los periodos después del evento fueron de 1.98, 1.94 y 1.59 segundos para la dirección transversal, longitudinal y torsional, respectivamente. Los resultados de periodos naturales antes del evento fueron 1.26, 1.22 y 1.07 segundos, siguiendo el mismo orden anterior. Estos resultados muestran una degradación sustancial de la rigidez de la estructura pre y post evento. Además, dichos valores están lejos de los obtenidos con las mediciones de vibración ambiental en el sitio, probando que este modelo no es capaz de representar el comportamiento real del edificio. Considerando el enfoque general en Ecuador y varios lugares alrededor del mundo, de modelar solo los pórticos de hormigón, aún cuando las paredes sean débiles como es el caso del edificio de estudio, los resultados prueban lo contrario. Lo anterior resalta la importancia de incluir las paredes en el análisis para poder aproximar de mejor manera el comportamiento de la estructura durante un sismo. Se ha argumentado que los pórticos con paredes, especialmente si éstas se categorizan como débiles, no se deberían modelar debido a que la pérdida de gran parte de su capacidad de resistencia lateral ocurre solo unos pocos segundos después de iniciado el evento, dejando a los pórticos solos para resistir lo restante del sismo, tal y como se modelan. El terremoto de Muisne duró aproximadamente 60 segundos, típico de registros de larga duración en zonas de subducción. Sin embargo, en el caso de estudio las paredes permanecieron, incluso ya dañadas, dentro de los pórticos hasta el fin del evento. Las paredes cambiaron dramáticamente, para bien o para mal, el comportamiento de la estructura.

Figura 6. Desplazamientos y derivas pico



El daño de las paredes fue verificado al contrastar el estado real de éstas, observado en el reconocimiento post-sismo, con las curvas fuerza vs. deriva de cada elemento representando a las paredes en el modelo numérico. La Figura 7 muestra una vista en elevación del pórtico 1 (fachada posterior), siguiendo la notación de la vista en planta de la Figura 1. De igual manera, la Figura 9 muestra una vista en elevación del pórtico A (fachada lateral), Además, se muestran fotos en la Figura 8 del estado real de daño después del terremoto de una pared representativa de cada piso. Las paredes en el primer y cuarto piso permanecieron en buen estado. Sin embargo, el daño se concentró en el segundo y tercer piso. Por lo tanto, los elementos que representan estas paredes en el modelo presentan un respuesta que describe muy bien el daño real de estos elementos en el edificio.

Figura 7. Fuerza cortante vs. deriva en el Pórtico 1 (fachada posterior)

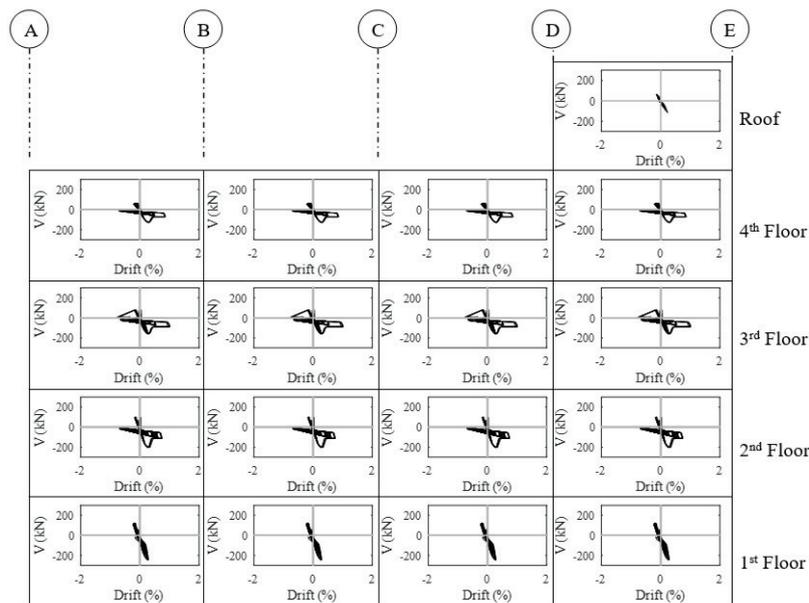
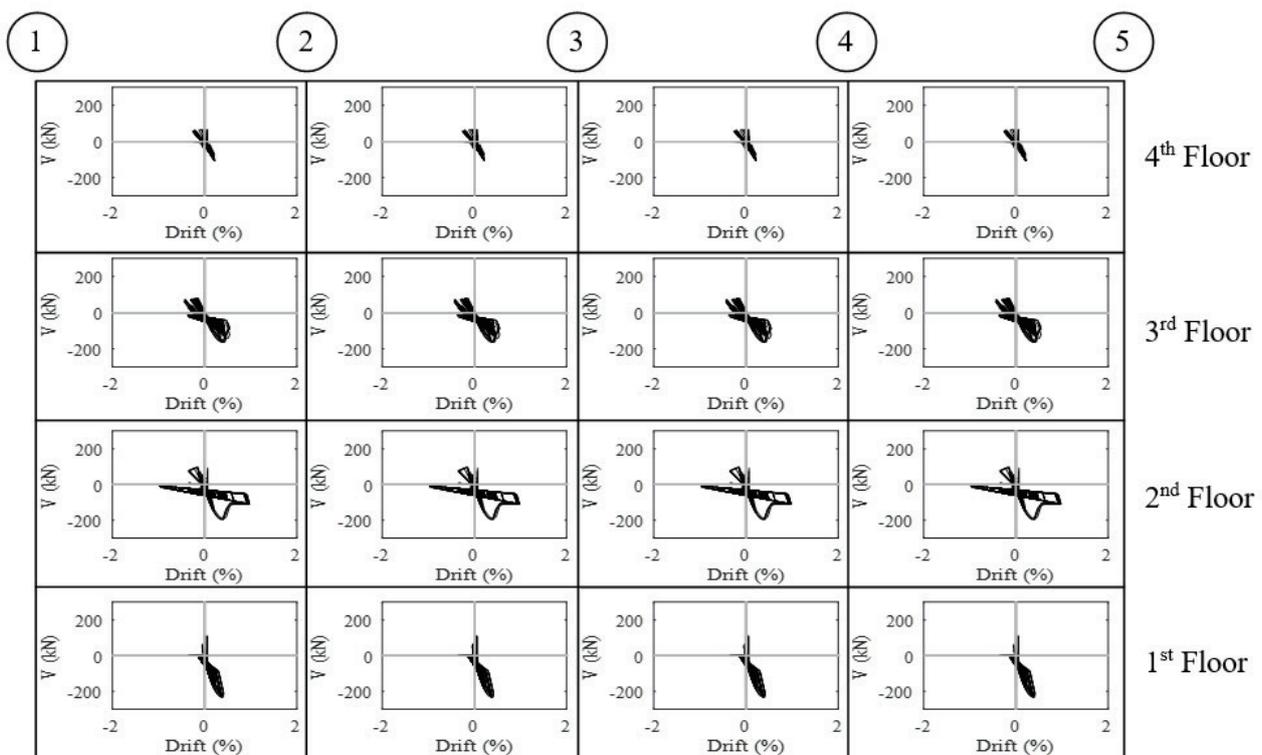


Figura 8. Estado real de daño de las paredes en el reconocimiento post-sismo



Figura 9. Fuerza cortante vs. deriva en el Pórtico A (fachada lateral)



Conclusiones

El método simplificado de análisis no lineal descrito en el capítulo 11 del ASCE 41-17 pudo representar con precisión el comportamiento de la estructura estudiada. Investigaciones anteriores han validado la metodología implementada en este artículo para analizar estructuras luego de eventos sísmicos en otras partes del mundo. Por lo tanto, este método se considera efectivo y una herramienta intuitiva para evaluar el desempeño de edificios existentes de pórticos de hormigón armado con mampostería con propiedades de materiales como los que se utilizan en la construcción en el Ecuador. El incluir las paredes en el análisis puede cambiar dramáticamente, para bien o para mal, la respuesta de la estructura incluso cuando éstas, como es el caso, se clasifican como débiles.

Bibliografía

- A. Standard, "D1586-11 (2011)," ASTM D1586-11 Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, 7th ed. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2017.
- American Society of Civil Engineers, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, 41st ed. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2017.
- Bose S., Nozari A., Stavridis A., and Moaveni B., "NONLINEAR MODELING OF THE SEISMIC PERFORMANCE OF A BUILDING AT SANKHU DURING THE 2015 NEPAL EARTHQUAKE," p. 13, 2017.
- Bose S. and Stavridis, "MODELING OF THE SEISMIC PERFORMANCE OF BUILDINGS WITH INFILLED RC FRAMES," Los Angeles, p. 11, 2018.
- C. S. NEC-SE-DS, "Diseno Sismo Resistente," Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015.
- Grijalva L , "ELABORACIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD PARA ENSAYOS EXPERIMENTALES REALIZADOS SOBRE MAMPOSTERÍAS DE BLOQUES DE CONCRETO Y LADRILLOS EN QUITO," p. 246.
- Holmes W. T. et al., "APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL Jon A. Heintz, Project Manager," p. 334.
- Lanning F, Haro AG, Liu MK, Monzón A, Monzón-Despang H, Schultz A, et al. EERI Earthquake Reconnaissance Team Report: M7.8 Muisne, Ecuador Earthquake on April 16, 2016. Earthq Eng Res Inst. 2016;(October):1-92. Available from: <https://www.eeri.org/>
- Martin J, Stavridis A. Evaluation of a simplified method for the estimation of the lateral resistance of infilled RC frames. 16th Eur Conf Earthq Eng Thessaloniki, Greece, 18021 June 2018. 2018;(June).
- McKenna F., Fenves G. L., and Filippou F. C, "OpenSees," University of California, Berkeley: nd, 2010.
- Paredes R. D., "INFLUENCIA DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES EN LA RESPUESTA DINÁMICA DE UN EDIFICIO. APROXIMACIÓN TEÓRICA-EXPERIMENTAL," p. 208.
- Pachano F. A., "DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS MECÁNICOS PARA MODELOS NO LINEALES DE MAMPOSTERÍA DE RELLENO EN PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO OBTENIDOS DE MANERA EXPERIMENTAL," p. 336.
- Singaicho, J. C., Laurendeau, A., Viracucha, C., & Ruiz, M. (2016). Observaciones del sismo del 16 de Abril de 2016 de magnitud Mw 7.8. Intensidades y aceleraciones. Informe Sismico Especial, 18. INEC, "Anuario de Estadísticas de Edificaciones 2014." 2014.
- Vinueza J. G., "ESTUDIO EXPERIMENTAL DE RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO POR CORTE EN JUNTAS DE MORTERO EN MAMPOSTERIA DE BLOQUE ARTESANAL," p. 124.

Desarrollo de un software para el diseño de conexiones precalificadas conforme a la normativa ANSI/AISC 358-16.

Development of software for the design of prequalified connections according to ANSI/AISC 358-16.

Alex Vega-Ilaquiche¹; Betzabeth Suquillo-Ronquillo ²; Juan Chacón-Sánchez³

¹Avega Const S.A.S., Consultor Independiente, Latacunga- Ecuador, alexvega2098@gmail.com

²Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil, Santiago de Chile - Chile, bsuquillo@ug.uchile.cl

³Ingenio Innova, Consultor Independiente, Ambato - Ecuador, ingenio_innova@hotmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.31243/id.v15.2022.1592>

Resumen

Las conexiones precalificadas viga-columna desempeñan un rol crítico en el comportamiento de las estructuras de acero; de ellas depende el adecuado comportamiento del sistema estructural seleccionado pues permiten al sistema disipar energía en eventos sísmicos por medio de deformaciones inelásticas, por lo cual en el presente artículo se muestra la implementación numérica de un software libre SEDE CONNECTION (Seismic Design Connection), de uso educativo para el análisis y diseño de tres tipos de conexiones a momento: sección de viga reducida (RBS), placa de extremo extendida de cuatro pernos sin rigidizadores (BUEEP 4E) y placa apernada al ala (BFP) de acuerdo a lineamientos establecidos por la norma AISC 358-16. Uno de los objetivos de esta implementación numérica es obtener resultados de forma rápida y segura reduciendo tiempo de análisis y desgaste computacional. Este software fue validado cuantitativamente mediante una comparación de resultados obtenidos manualmente, obteniendo una diferencia bastante baja, verificando así que los valores obtenidos son fiables para verificar y/o diseñar conexiones precalificadas.

Palabras clave: *Conexión precalificada, Conexión RBS, ANSI/AISC 358-16.*

Abstract

Prequalified beam-column connections play a critical role in the performance of steel structures; The adequate performance of the selected structural system depends on them, since they allow the system to dissipate energy in seismic events through inelastic deformations, which is why this article shows the numerical implementation of a free program for educational use for analysis and design. of three types of connections at a time: Reduced Beam Section (RBS), bolted unstiffened extended end-plate (BUEEP 4E) and bolted flange plate (BFP) according to guidelines established by the AISC 358-16 standard. This program allows the user to obtain results quickly and safely, for which the program verified a comparison of results obtained manually, obtaining a low difference in results, thus verifying that the values obtained by free software are reliable and that it can be used. to verify, and / or design prequalified connections.

Keywords: *Prequalified connection, RBS connection, ANSI / AISC 358-16.*

Introducción

Las estructuras metálicas son un sistema constructivo que se usa comúnmente a nivel mundial, debido a su buen desempeño durante la ocurrencia de eventos sísmicos, con grandes ventajas como su ligereza, ductilidad, durabilidad y alta resistencia. A pesar de ello, se han evidenciado fallas significativas, causando pérdidas humanas y económicas importantes en terremotos mundialmente conocidos como Northridge (1994) de magnitud 6.7 y Kobe (1995) de magnitud 7.3 (Chacón, Riera, & Panillo, 2018) (Fuentes, González, Calderín, & Sánchez, 2018). Estos eventos sísmicos marcaron un punto importante en la ingeniería estructural, porque mostraron que el rendimiento de las estructuras no fue el esperado, razón por la cual se revisaron los códigos y procedimientos de diseño, especialmente en el área de las conexiones de viga y columna.

En el caso especial, con el terremoto de Northridge, algunas decenas de estructuras de acero con pórticos especiales resistentes a momento padecieron fracturas por fragilidad, los mismos que resultaron en el área de conexión de la columna y la viga como se observa en la Figura 1. Estas fracturas por fragilidad imposibilitaron la formación de zonas de articulaciones plásticas dúctiles de las vigas, lo que resultó en un comportamiento sísmico muy diferente de los requerimientos de diseño en los que se basaban estos sistemas. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

Figura 1. *Fracturas típicas en el Sismo de Northridge*



Fuente: (NEC-SE-AC, 2014)

Considerando las fallas evidenciadas durante el sismo de Northridge, la Agencia Federal de Administración de Emergencias (FEMA 350, 2000) reunió a universidades y asociaciones formando un equipo denominado SAC Joint Venture a fin de investigar las causas de daños durante el sismo y la posibilidad de reducirlos durante eventos futuros. Varias causas fueron identificadas en el transcurso de seis años las mismas que pueden encontrarse en los informes publicados por la SAC Joint Venture. Estos informes contenían recomendaciones para la construcción y el diseño de pórticos resistentes a momento, las mismas que fueron tomadas por la American Institute for Steel Construction (AISC), para posteriormente ensayar las conexiones utilizando especímenes a escala real, y así probar que tengan una ductilidad adecuada. Estos resultados

fueron tomados e incluidos en el documento (ANSI/AISC 358-16, 2016) en el que se describe el diseño y el procedimiento detallado para ciertos tipos de conexiones precalificadas a momento.

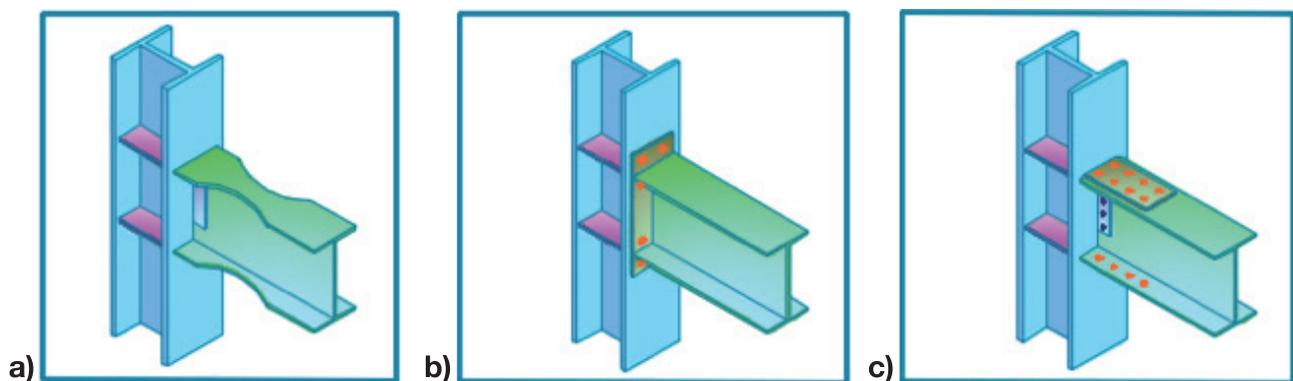
Ecuador se encuentra en una de las zonas sísmicas más activas de la región, por esta razón, las estructuras construidas sin regulación o inspección técnica adecuada en términos de diseño y construcción tienen alta probabilidad de ser vulnerables sísmicamente, lo cual se evidenció en el último evento sísmico suscitado en Ecuador, el 16 de abril de 2016, con epicentro en la provincia de Manabí con una magnitud de 7.8 en la escala de Richter dejando como saldo en aquella región varias muertes, edificios derrumbados e innumerables edificios para ser rehabilitados (Rosillo Suárez, Intriago Cedeño, & Bravo Rosillo, 2019). En este contexto científico y técnico, es de suma importancia calcular la resistencia de las conexiones en caso de un evento sísmico, así como la resistencia de la estructura, porque la integridad de todo el conjunto depende de ello (Cardoso & Quishpe, 2014).

Actualmente existe una normativa para llevar a cabo el diseño de estas conexiones precalificadas a momento, como es el (ANSI/AISC 358-16, 2016), el cual es un procedimiento matemático extenso, debido al número de iteraciones necesarios para obtener un resultado adecuado.

Metodología

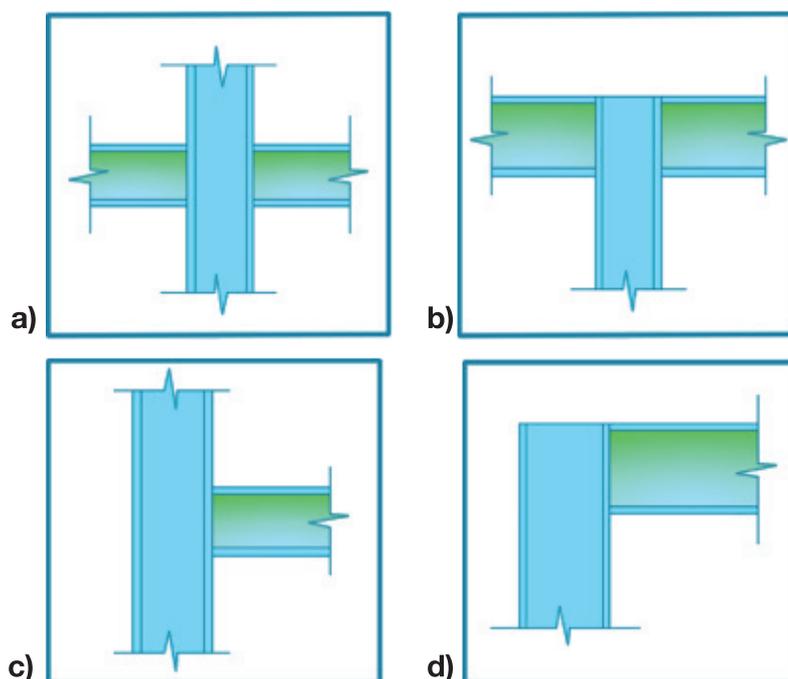
En este capítulo se describe la metodología utilizada en la implementación de un software libre para el diseño y verificación de conexiones precalificadas en pórticos especiales resistentes a momentos (SMF) (ASCE 7-16, 2016), que por sus siglas en inglés son RBS, BUEEP 4E y BFP como se muestra en la Figura 2, lo cual brinda al usuario una herramienta confiable que, a través de múltiples procedimientos de cálculo, determina la resistencia y validez de una conexión frente a las demandas de carga impuestas conforme a la normativa (ANSI/AISC 358-16, 2016). Para el análisis de las conexiones, se tomaron en cuenta 4 condiciones de nodo: interno, piso superior interno, borde y borde del piso superior, como se describe en la Figura 3.

Figura 2. Tipos de conexiones a) RBS b) BUEEP 4E c) BFP.



Fuente: Adaptado del AISC 358-16. (2016)

Figura 3. Condiciones de nodo: a) interno, b) piso superior interno, c) borde, d) borde del piso superior.



Fuente: Autores.

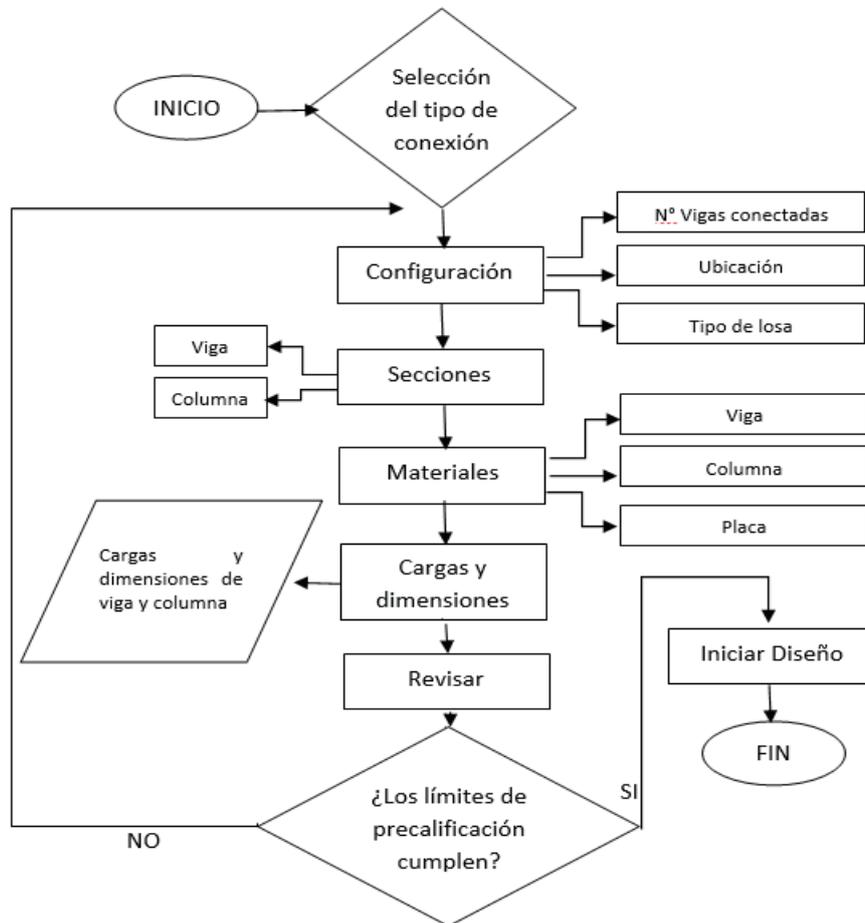
El diseño de una conexión se realiza a partir del cálculo de la resistencia que tiene cada uno de los elementos que la componen, frente a las características de fallas que pueda presentar (Tae-Sung, Hong-Gun, & Cheol-Ho, 2012).

La falla de una conexión puede manifestarse en los elementos conectados, en los elementos de conexión o en los conectores, por lo que se debe evaluar la resistencia en cada una de las partes de la unión y se debe determinar la menor de todas las resistencias que ellas aportan, siendo esta resistencia la que gobierna el diseño (McCormac & Csernak, 2013).

A partir de lo anterior, es necesario conocer los estados de falla que pueden ocurrir en cada conexión, tales como: Fluencia por tensión, Fractura por tensión, Fluencia por cortante, Fractura por cortante, Bloque de Cortante, Aplastamiento del elemento, Cortante en el perno, etc, los mismos que son aplicados de acuerdo a las Normas (ANSI/AISC 358-16, 2016), (ANSI/AISC 341-16, 2016), (ANSI/AISC 360-16, 2016) y que son considerados en la programación interna del software.

El software SEDE CONNECTION presenta una interfaz gráfica interactiva dentro de sus ventanas, con la cual el usuario puede seguir paso a paso cada uno de los cálculos realizados para el diseño de conexiones y así verificar los resultados presentados. En particular, el usuario debe seleccionar y especificar los elementos requeridos (es decir, tipo de conexión, perfiles, cargas, propiedades geométricas y los datos específicos que se requiere para cada una de las conexiones), así también se puede observar el flujograma de la interfaz gráfica la cual es similar para todas las conexiones de acuerdo a la normativa (ANSI/AISC 358-16, 2016) requerida para la revisión de los límites de precalificación mostrada en la Figura 4.

Figura 4. Flujograma para la revisión de los límites de precalificación.



Fuente: Autores.

SEDE CONNECTION cuenta con un menú de conexiones con ejemplos manuales de 3 tipos de conexiones, normas AISC y un manual de usuario en el que se explica el manejo del software. En la Figura 5 se observa la interfaz del menú principal del software.

Todas las ventanas que componen el programa SEDE CONNECTION contienen un código base que contiene todas las variables globales del sistema que permiten el paso de información de una interfaz gráfica a otra y el orden de ejecución del mismo programa, cada una de las interfaces utilizadas por el Programa SEDE CONNECTION están formados por dos archivos, el primero es un archivo figura que contiene información sobre cómo lucirá cada interfaz gráfica, la posición de cada uno de sus elementos en su entorno y un archivo fuente que contiene todas las líneas de codificación las misma que fueron codificadas a partir de las limitaciones y el proceso de cálculo para cada conexión de acuerdo a la normativa empleada es decir, en su interior se encuentran todas las líneas de código que componen la interfaz de forma ordenada y separada por elemento.

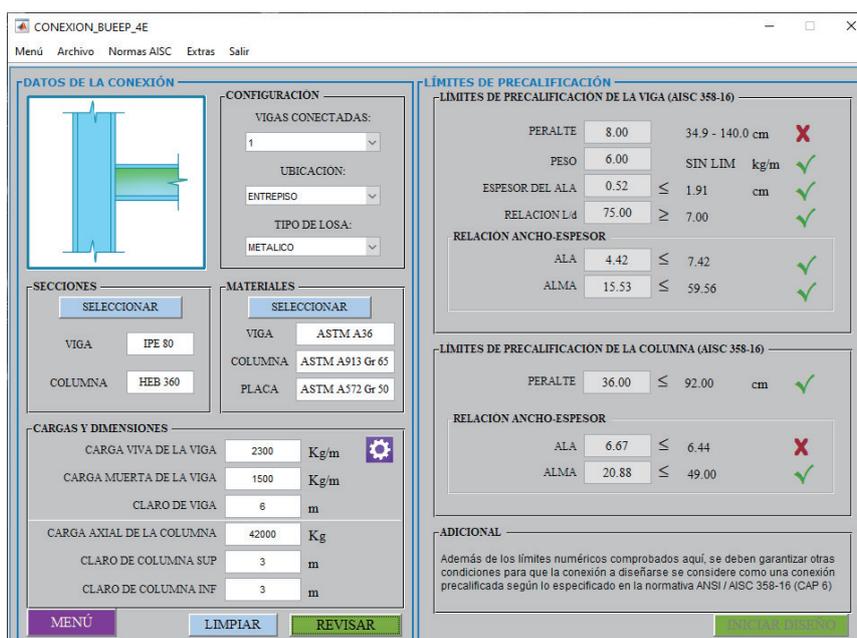
Figura 5. Interfaz del menú principal de SEDE CONNECTION.



Fuente: Autores.

En cuanto a la estructura del software, una vez ingresados los datos, el software se ejecuta mediante los distintos botones previstos para tal fin. Además, SEDE CONNECTION muestra una interfaz gráfica similar para familiarizar al usuario con el ingreso de datos, visualización de errores, consulta de normas, generación de resultados y exportación de la tabla de resultados como se muestra en la Figura 6.

Figura 6. Interfaz gráfica para el ingreso de datos



Fuente: Autores.

Resultados

Con la finalidad de validar los procedimientos de cálculo y asegurar la precisión de los resultados presentados por SEDE CONNECTION, se realizan ejemplos de diseños de conexiones, y se comparan con los valores proporcionados por el software para cada uno de las conexiones.

Diseño conexión RBS

Para la comprobación del análisis se verifica con un análisis desarrollado de la siguiente, manera, el cual es extraído del (AISC Seismic Design Manual, 2010) (ejemplo 4.11), diseñar la conexión a momento de sección de viga reducida (RBS) para unir dos vigas de perfil W24x76 a la columna W14x257, ambas de acero ASTM A992. El material de la placa de refuerzo (de ser necesarias) será de acero A572 Gr. 50. Las cargas uniformemente distribuidas actuando sobre la viga y la carga axial sobre la columna se dan a continuación:

Tabla 1. Datos de diseño de la conexión RBS.

Cargas	Especificaciones de los materiales	
$W_D = 1250.08 \text{ kg/m}$	ASTM A992	ASTM A572 Gr. 50
$W_L = 892.91 \text{ kg/m}$	$F_y = 3515.35 \text{ kg/cm}^2$	$F_{yp} = 3515.35 \text{ kg/cm}^2$
$\{ P_{UC} = 89359.20 \text{ kg}$	$F_u = 4569.95 \text{ kg/cm}^2$	$F_u = 4569.95 \text{ kg/cm}^2$
$L_{claro} = 9.14 \text{ m}$	$R_y = 1.1$	$R_y = 1.1$

Fuente: Autores.

Una vez seleccionada la conexión RBS; Se muestra la interfaz gráfica de Datos de la conexión como se muestra en la Figura 7, presenta las opciones que permiten al usuario seleccionar la ubicación del nodo para la conexión, en este caso interno. Así también se ingresa todos los datos requeridos para viga y columna como son: perfiles, cargas, propiedades geométricas y los datos específicos extraídos para la conexión. Una vez ingresados los datos, se presiona el botón Revisar, que muestra un mensaje indicando que todos los parámetros están en conformidad con la norma y se puede continuar ("Los límites de precalificación cumplen"), luego se procede a presionar el botón Iniciar - Diseño en el que le redirige a una interfaz como se muestra en la Figura 8, donde debe colocar las dimensiones (a, b y c). SEDE CONNECTION mostrará los valores extremos de cada dimensión (a, b y c) los mismos que están de acuerdo a las ecuaciones 5.8-1, 5.8-2 y 5.8-3 del (ANSI/AISC 358-16, 2016), para lo que es necesario colocar valores de prueba dentro de los rangos delimitados por la normativa.

Con la geometría de la sección de viga reducida (a, b y c) ingresada como dato, al alcance de un clic en el botón Diseñar, SEDE CONNECTION realiza los cálculos de diseño de la conexión RBS, cuyos resultados se mostrarán en el panel de Cargas sobre la conexión (Figura 8).

Figura 7. Interfaz para el ingreso de datos y revisión de los límites de precalificación.

Fuente: Autores.

Figura 8. Geometría de la sección reducida de la viga y cargas sobre la conexión.

Fuente: Autores.

En la figura anterior en el panel de *Cargas sobre la conexión* se puede visualizar las fuerzas internas del elemento en términos de momentos flectores, cortantes y el diseño de la conexión alma-columna. El momento flector en la cara de la columna es perfectamente soportado por la viga, así como el cortante último de la viga y la conexión del alma. Todos estos valores cumplen por lo que se procede continuar a la siguiente interfaz presionando el botón *Continuar*.

Continuando con el diseño se debe verificar los requerimientos de las placas de continuidad, la revisión en la zona de panel y la relación viga-columna. Para el presente diseño no son necesarias placas de continuidad, tampoco placas de refuerzo en la zona de panel y además cumple con la relación de viga débil-columna fuerte como se verifica en la Figura 9.

Figura 9. Revisión de los requerimientos de las placas de continuidad, placas en zona de panel y la relación viga-columna.

PLACAS DE CONTINUIDAD

ESPESOR DEL ALMA DE LA COLUMNA (tcf)= 4.80 cm

VERIFICACIÓN

tcf ≥ 3.27 cm ✓

tcf ≥ 3.80 cm ✓

LA CONEXIÓN NO REQUIERE DE PLACAS DE CONTINUIDAD

ZONA DE PANEL

CORTANTE DE LA COLUMNA (Vc)= 62181.53 Kg

RESISTENCIA REQUERIDA (Ru)= 306879.63 Kg

RESISTENCIA DE DISEÑO (ØRn)= 361374.61 Kg

VERIFICACIÓN

ØRn ≥ Ru ✓

LA CONEXIÓN NO REQUIERE REFUERZO EN LA ZONA DE PANEL

RELACION VIGA-COLUMNA

SUM. DE MOMENTOS DE LA COLUMNA (ΣMpc)= 531873.67 Kg-m

SUM. DE MOMENTOS DE LA VIGA (ΣMpb)= 228024.58 Kg-m

VERIFICACIÓN

(ΣMpc*) / (ΣMpb*) = 2.33 > 1 ✓

LA RELACION DE *VIGA DÉBIL-COLUMNA FUERTE* CUMPLE

REGRESAR CONTINUAR

Fuente: Autores.

Una vez que todas las verificaciones sean satisfactorias se procede a presionar el botón Continuar la misma que nos lleva a nuestra última interfaz donde se puede visualizar una tabla de resumen con todos los valores ingresados y calculados por el programa (Figura 10).

Figura 10. Interfaz de resumen de la conexión.

CONEXIÓN A MOMENTO DE SECCIÓN DE VIGA REDUCIDA (RBS)

CONFIGURACIÓN

VIGAS CONECTADAS: 2 (DOS)

UBICACIÓN: ENTREPISO

CLARO DE COLUMNA SUP: 3.5 m

CLARO DE COLUMNA INF: 3.5 m

DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDADES
(c) MÍNIMO PROFUNDIDAD DEL CORTE EN EL CENTRO DE LA RBS	2.28	cm
(c) MÁXIMO	5.70	cm
(c) PROPUESTO	5.08	cm
RADIO DE CORTE (R)	53.96	cm
MÓDULO PLÁSTICO DE SECCIÓN (ZRp)	2240.39	cm ³
MOMENTO MÁXIMO PROBABLE (Mp)	99632.96	Kg-m
UBICACIÓN DE LA RÓTULA PLÁSTICA (Sb)	0.37	m
DISTANCIA ENTRE RÓTULAS PLÁSTICAS (Lh)	7.99	m
FUERZA CORTANTE EN LA VIGA (VRES)	32715.03	Kg
MOMENTO MÁXIMO PROBABLE EN LA CARA DE LA COLUMNA (Mf)	111681.90	Kg-m
MOMENTO PLÁSTICO DE LA VIGA (Mpe)	126717.82	Kg-m
RESISTENCIA A CORTANTE REQUERIDA (Vn)	33431.94	Kg
RESISTENCIA DE DISEÑO A CORTANTE DE LA VIGA (ØVn)	143392.53	Kg
¿REQUIERE PLACAS DE CONTINUIDAD?	NO	-
¿REQUIERE PLACA DE REFUERZO EN ZONA DE PANEL?	NO	-
SUMATORIA DE MOMENTOS DE LA COLUMNA (ΣMp)	531873.67	Kg-m
SUMATORIA DE MOMENTOS DE LA VIGA (ΣMpb)	228024.58	Kg-m
RELACION COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL (Mpc/Mpb)	2.33	-

MENÚ REGRESAR INICIO

Fuente: Autores.

Los resultados obtenidos con el software SEDE CONNECTION se compararon con el ejemplo extraído del AISC Seismic Design Manual (AISC, 2010), La diferencia porcentual se calculó mediante la siguiente ecuación (Estuardo Son, 2018).:

$$Diferencia \% = \left(\frac{SEDE CONNECTION}{OTROS RESULTADOS} - 1 \right) \times 100\% \quad (1)$$

A continuación, se muestra una tabla comparativa de resultados donde puede ver la diferencia porcentual entre ellos:

Tabla 2. Comparación de resultados conexión RBS.

Descripción	AISC	Software	Unidades	Diferencia
(a) Mínimo.	11.40	11.40	cm	0.00%
(a) Máximo.	17.10	17.10	cm	0.00%
(b) Mínimo.	39.46	39.46	cm	0.00%
(b) Máximo.	51.59	51.59	cm	0.00%
(c) Mínimo.	2.28	2.28	cm	0.00%
(c) Máximo.	5.70	5.70	cm	0.00%
Radio de corte (R).	54.10	53.98	cm	0.22%
Módulo plástico de sección, (ZRBS).	2245.03	2240.50	cm ³	0.20%
Momento máximo probable, (Mpr).	99831.08	99632.96	kg-m	0.20%
Ubicación de la rótula plástica, (Sh).	0.37	0.37	m	0.00%
Distancia entre rotulas plásticas, (Lh).	8.00	7.99	m	0.13%
Fuerza cortante en la viga, (VRBS).	32749.20	32715.03	kg	0.10%
Momento máximo probable en la cara de la columna, (Mf).	112020.49	111681.90	kg-m	0.30%
Momento plástico de la viga, (Mpe).	126733.05	126717.82	kg-m	0.01%
Resistencia de diseño en la zona de panel, (ØRn).	361057.64	361374.81	kg	0.09%
Sumatoria de momentos de la columna (Mpc).	532278.79	531873.67	kg-m	0.08%
Sumatoria de momentos de la viga, (Mpb).	228119.48	228034.58	kg-m	0.04%
Relación columna fuerte viga débil.	2.33	2.33	-	0.00%

Fuente: Autores.

Como se pudo apreciar en el caso anterior, la forma de diseñar una conexión en SEDE CONNECTION es fácil e intuitivo de usar así como también lo es para las demás conexiones diseñadas en el presente proyecto, donde a primera instancia de deben ingresar y definir los datos requeridos para la viga y columna como son: perfiles, cargas, propiedades geométricas y los datos específicos requeridos en cada conexión en donde si no se cuenta con una base de datos almacenada ya sea de perfiles o materiales, el software le permite al

usuario ingresar los datos que se requiera para el diseño si así lo requiere el diseñador, por lo que para los presentes diseños se anexan ya solo tablas comparativas de resultados donde se puede ver la diferencia porcentual entre ellos.

Diseño conexión BUEEP 4E

Los datos obtenidos para el diseño son de una estructura aporticada de acero estructural en donde las vigas y columnas son de perfil IPE-360 y HEB-500, amabas de acero A36 respectivamente. Se escogieron estos perfiles puesto que son de fácil acceso en nuestro medio además que estos perfiles son de alta ductilidad, las cuales son adecuados para los fines de diseño en pórticos especiales resistentes a momentos. Así también se obtuvieron las cargas y dimensiones necesarias para el diseño de las conexiones como: carga muerta de la viga de 1500 kg/m, carga viva de la viga de 2300 kg/m, carga axial de la columna 42000 kg, claro de viga 6.0 m y claro libre de la columna superior e inferior de 3.5m.

A continuación, se presenta la tabla comparativa de los resultaos obtenidos por el diseño manual, así como también los obtenidos por SEDE CONNECTION.

Tabla 3. Comparación de resultados conexión BUEEP 4E parte 1.

Descripción	Manual	Software	Unidades	Diferencia
Momento máximo probable, (Mpr).	46405.26	46405.26	Kg-m	0.00%
Ubicación de la rótula plástica, (Sh).	0.18	0.18	m	0.00%
Distancia entre rotulas plásticas, (Lh).	5.14	5.14	m	0.00%
Fuerza cortante en la viga, (Vu).	25638.02	25638.02	Kg	0.00%
Momento máximo probable en la cara de la columna, (Mf).	51020.10	51020.10	Kg-m	0.00%
Diámetro requerido de los pernos.	2.87	2.87	cm	0.00%
Espesor requerido de la placa de extremo.	2.96	2.96	cm	0.00%
Fuerza mayorada en el ala de la viga, (Ffu).	146904.98	146904.99	Kg	0.00%
Resistencia de fluencia a cortante de la placa extremo.	130779.09	130779.09	Kg	0.00%
Resistencia de rotura por cortante de la placa extremo.	98415.86	98408.95	Kg	0.01%
Resistencia de rotura por cortante de los pernos.	108650.12	108650.12	Kg	0.00%
Resistencia al aplastamiento- desgarramiento debido a los pernos en la placa de extremo.	273724.42	273724.43	Kg	0.00%
Resistencia al aplastamiento -desgarramiento debido a los pernos en el ala de la columna.	334849.20	334849.21	Kg	0.00%
Soldadura del alma de la viga a la placa extremo.				
Resistencia de electrodo E70.	4920.00	4920.00	Kg/cm2	0.00%
Longitud de cordón de soldadura.	14.82	14.82	cm	0.00%
Tamaño mínimo de soldadura.	5.52	5.53	mm	0.18%
Diseño del lado de la columna.				

Fuente: Autores.

Tabla 4. Comparación de resultados conexión BUEEP 4E parte 2.

Descripción	Manual	Software	Unidades	Diferencia
Espesor requerido para el ala de la columna	2.63	2.63	cm	0.00%
Resistencia a fluencia local del alma de la placa extremo.	149051.16	149051.16	Kg	0.00%
Resistencia a pandeo del alma en el ala a compresión de la placa extremo.	101060.35	101060.35	Kg	0.00%
Resistencia por arrugamiento del alma no rigidizada de la placa extremo.	228269.95	228269.95	Kg	0.00%
Ancho de la placa de continuidad.	14.28	14.28	cm	0.00%
Espesor requerido de la placa de continuidad.	1.06	1.06	cm	0.00%
Sumatoria de momentos de la columna (Mpc)	226715.99	226715.99	Kg-m	0.00%
Sumatoria de momentos de la viga, (Mpb).	57429.61	57429.61	Kg-m	0.00%
Relación columna fuerte viga débil.	3.95	3.95	-	0.00%

Fuente: Autores.

Diseño conexión BFP

La siguiente tabla muestra los resultados obtenidos por el diseño manual, así como también los obtenidos por SEDE CONNECTION con la finalidad de realizar una comparativa entre las mismas.

Tabla 5. Comparación de resultados conexión BFP parte 1.

Descripción	Manual	Software	Unidades	Diferencia
Momento máximo probable, (Mpr)	46405.26	46405.26	Kg-m	0.00%
Resistencia nominal a corte por perno	11859.00	11862.65	Kg	0.03%
Ubicación de la rótula plástica, (Sh)	0.41	0.41	m	0.00%
Distancia entre rotulas plásticas, (Lh)	4.68	4.68	m	0.00%
Fuerza cortante en la viga, (Vuh)	26734.31	26734.31	Kg	0.00%
Momento máximo probable en la cara de la columna, (Mf)	57366.33	57366.33	Kg-m	0.00%
Fuerza en la placa del ala, (Fpr)	146716.96	146716.95	Kg	0.00%
Número de pernos requeridos, (n_req)	14.00	14.00	u	0.00%
Espesor de placa requerido, (tp_req)	1.81	1.81	cm	0.00%
Rotura a tracción en la placa del ala, ($\emptyset R_n$)	247355.82	247355.82	Kg	0.00%
Área bruta del elemento en la placa del ala, (Agp)	71.30	71.30	cm ²	0.00%
Área neta del elemento en la placa del ala, (An)	60.14	60.14	cm ²	0.00%
Bloque de cortante en la placa del ala, ($\emptyset n R_n$)	629864.83	629864.82	Kg	0.00%

Fuente: Autores.

Tabla 6. Comparación de resultados conexión BFP parte 2.

Descripción	Manual	Software	Unidades	Diferencia
Bloque de cortante en el ala de la viga, ($\emptyset nR_n$)	212548.35	212563.02	Kg	0.01%
Pandeo por compresión en la placa del ala, ($\emptyset nR_n$)	225557.55	225557.55	Kg	0.00%
Resistencia a cortante requerida, (V_u)	27943.81	27943.81	Kg	0.00%
Resistencia de diseño a cortante de la viga, ($\emptyset V_n$)	43718.40	43718.40	Kg	0.00%
Número mínimo de pernos.	3.00	3.00	u	0.00%
Ancho de la placa, (bfp)	6.90	6.90	cm	0.00%
Altura de la placa, (L_p)	17.30	17.30	cm	0.00%
Resistencia a corte de los pernos, ($\emptyset nR_n$)	35587.96	35587.96	Kg	0.00%
Resistencia al aplastamiento- desgarramiento de las perforaciones de pernos, ($\emptyset R_n$)	54291.60	54291.60	Kg	0.00%
Pandeo por compresión en la placa del ala, ($\emptyset nR_n$)	225557.55	225557.55	Kg	0.00%
Fluencia por cortante de la placa, ($\emptyset R_n$)	54728.55	54728.55	Kg	0.00%
Ruptura por cortante de la placa, ($\emptyset R_n$)	31155.98	31155.97	Kg	0.00%
Resistencia a la ruptura por bloque de cortante de la placa, ($\emptyset R_n$)	38970.68	38970.67	Kg	0.00%
Soldadura de la placa al ala de la columna				
Resistencia de electrodo E70	4920.00	4920.00	Kg/cm ²	0.00%
Tamaño mínimo de soldadura de la placa	5.16	5.16	mm	0.00%
Sumatoria de momentos de la columna (Mpc)	226715.99	226715.99	Kg-m	0.00%
Sumatoria de momentos de la viga, (Mpb)	64049.90	64049.90	Kg-m	0.00%
Relación columna fuerte viga débil	3.54	3.54	-	0.00%

Discusión

De acuerdo con la hipótesis previamente establecida en este proyecto “Desarrollo de un software para el diseño de conexiones precalificadas conforme a la normativa ANSI/AISC 358-16.” se determina que al utilizar un software computacional de cálculo se logra una reducción de tiempo empleado en el análisis y diseño de conexiones precalificadas a momento, también se puede mencionar que al utilizar este software se estaría evitando una posibilidad de error que pudiera ocurrir al realizar este cálculo manualmente.

Como se puede apreciar en la Tabla 2-3 el porcentaje máximo de diferencia ente el ejemplo extraído del AISC Seismic Design Manual y el software desarrollado es del 0.30%, estas diferencias entre los resultados extraídos y los resultados del software se dan por la aproximación en números decimales, sin embargo, estas diferencias son prácticamente mínimas para el autor teniendo así una buena aceptación en los resultados de verificación arrojados por el software.

Una vez realizada la comparación entre los resultados del cálculo manual y el software desarrollado la cual se muestra en las Tablas 4-5-6 se puede apreciar que el porcentaje de diferencia máxima obtenida es del 0.18%, dando así una buena aceptación por el autor en los resultados arrojados por el software.

Conclusiones

Los resultados obtenidos mediante el software desarrollado tienden a tener una diferencia menor al ± 0.30 por ciento al comparar con los cálculos de calibración, estas diferencias entre los cálculos de calibración y los resultados del software se dan por la aproximación en números decimales.

Las conexiones diseñadas en el presente proyecto de tipo RBS, BUEEP 4E Y BFP garantizan el criterio de columna fuerte viga débil, obteniendo una relación de momentos viga-columna de 5.35, 3.95 y 3.54 respectivamente las cuales son mayores a 1 de acuerdo a lo especificado en el AISC 341-16, demostrando así que las columnas son más resistentes que las vigas y por consiguiente se tiene una buena estabilidad entre los elementos estructurales de la columna y viga.

El software desarrollado cuenta con una interfaz gráfica amigable que permite ingresar los datos necesarios de manera sencilla e interpretar los resultados obtenidos de una manera simple y rápida. Sumado a ello el software permite al usuario opciones de visualización con figuras detalladas de las conexiones y exportación de la tabla de resultados a un archivo Excel para poder guardarlos. Además, cuenta con un manual de usuario como una herramienta de diseño es ideal para la comunidad estudiantil y profesional, ya que permite validar los resultados de una manera rápida y sencilla.

El software y el procedimiento de cálculo desarrollado para el diseño de las conexiones precalificadas en pórticos resistentes a momentos (SMF), utiliza y se basa en las Normas AISC/ANSI 358-16, AISC/ANSI 341-16 y AISC/ANSI 360-16 según los requerimientos necesarios para cada conexión.

Este software libre logra una reducción de tiempo empleado en el análisis y diseño de conexiones precalificadas a momento y evitan una posibilidad de error de cálculo manual que puede ocurrir debido a diferentes factores humanos.

Agradecimientos

A la Universidad Técnica de Ambato de manera especial a la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Bibliografía

- AISC. (2010). Seismic Design Manual. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- ANSI/AISC 341-16. (2016). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Chicago.
- ANSI/AISC 358-16. (2016). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. En American Institute of Steel Construction. Chicago.
- ANSI/AISC 360-16. (2016). Specification for Structural Steel Buildings. En American Institute of Steel Construction. Chicago.

- ASCE 7-16. (2016). Chapter 12: Seismic design requirements for building structures. En Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (págs. 90-92). Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, R. (2011). Ductile Design of Steel Structures. New York: McGraw-Hill.
- Cardoso, L., & Quishpe, E. (2014). Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC para pórticos resistentes a momento. Riobamba: ESPOCH.
- Chacón, R. M., Riera, H., & Panillo, G. (2018). Desarrollo y programación de conexiones sismorresistentes tipo BFP y RBS conforme a la normativa Ansi/Aisc 358-16. Gaceta Técnica, 19(2), 51-68. Obtenido de <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=6521672>
- Estuardo Son, D. (2018). CONEXIONES DE PLACA DE ALA EMPERNADA (BFP) EN MARCOS DE ACERO Y SU COMPORTAMIENTO BAJO LA INFLUENCIA DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES. En UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA. QUETZALTENANGO.
- FEMA 350. (Junio de 2000). Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. En Federal Emergency Management Agency. California.
- Fuentes, S., González, L., Calderín, F., & Sánchez, Y. (2018). CONSIDERACIONES ACERCA DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS DE ACERO EN CUBA. Ciencia en su PC, 1(4).
- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2013). Conexiones atornilladas. En Diseño de Estructuras de Acero (pág. 406). México: Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V.
- NEC-SE-AC. (2014). Estructuras de Acero. En Norma Ecuatoriana de la Cconstrucción. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Rosillo Suárez, N., Intriago Cedeño, M., & Bravo Rosillo, G. (2019). Resiliencia después del movimiento telúrico en Ecuador (2016). Políticas económicas para la sostenibilidad empresarial. scielo, 162(2).
- Tae-Sung, E., Hong-Gun, P., & Cheol-Ho, L. (2012). Simplified method for estimation of beam plastic rotation demand in special moment-resisting steel-frame structures. Journal of Structural Engineering, 139(11).

Modelación y análisis no lineal de muros estructurales de hormigón armado

Nonlinear modeling and analysis of reinforced concrete structural walls

María J. Echeverría-Landeta^{1, 2}; Rosita Jünemann-Ureta³; Abbie B. Liel⁴

¹Pontificia Universidad Católica de Chile, Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Santiago – Chile, moecheverria@uc.cl

²University of Colorado Boulder, Department of Civil, Environmental, and Architectural Engineering, Boulder, CO – Estados Unidos, Maria.Echeverria@colorado.edu

³Pontificia Universidad Católica de Chile, Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Santiago – Chile, rjunemann@ing.puc.cl

⁴University of Colorado Boulder, Department of Civil, Environmental, and Architectural Engineering, Boulder, CO – Estados Unidos, Abbie.Liel@colorado.edu

DOI: <http://dx.doi.org/10.31243/id.v15.2022.1594>

Resumen

El daño severo y el colapso de edificios de muros de hormigón armado (HA) observado en terremotos recientes en Chile (2010) y Nueva Zelanda (2011) mostraron que los muros de HA no se desempeñaron acorde a la exigencia de los códigos de ambos países. En este contexto es necesario intensificar los esfuerzos de investigación hacia simulaciones más precisas de los indicadores de daños, particularmente de los parámetros de demanda ingenieril local, como deformaciones del material, que son fundamentales para la aplicación del método de ingeniería sísmica basada en desempeño. El objetivo principal de este estudio es proponer un modelo analítico no lineal capaz de simular la respuesta de muros aislados de hormigón armado a nivel global y local. Este trabajo comparó diferentes parámetros de respuesta obtenidos del análisis no lineal de muros de HA sometidos a cargas cíclicas, mediante modelos de elementos finitos desarrollados en el programa DIANA. El enfoque de modelado se validó con datos experimentales de dos muros de HA. Se realizó también un análisis de sensibilidad de los parámetros de respuesta sísmica a las variables de modelado inciertas como la energía de fractura en compresión del hormigón no confinado y confinado, entre otras. Los modelos analíticos capturaron adecuadamente la relación fuerza lateral-desplazamiento, la degradación de la rigidez y el perfil de deformaciones verticales en la base de los muros para diferentes niveles de demanda. El análisis de sensibilidad indicó que la dispersión de la respuesta local es mayor que la dispersión en la respuesta global, al considerar diferentes parámetros de modelado. La dispersión aumenta a medida que aumenta el nivel de demanda.

Palabras clave:

modelación, análisis no lineal, muros de hormigón armado, elementos finitos, comportamiento histerético

Abstract

The severe damage and collapse of many reinforced concrete (RC) wall buildings observed in recent earthquakes in Chile (2010) and New Zealand (2011) showed that RC walls did not perform as required by the building codes of both countries. In this context, it is necessary to intensify the research efforts towards more precise simulations of damage indicators, particularly of local engineering demand parameters, such as material strains, which are fundamental for the application of the Performance-Based Earthquake

Engineering (PBEE) methodology. The main goal of this study is to propose an analytical nonlinear model capable of simulating the response of isolated reinforced concrete walls at a global and local level. This work compared different response parameters obtained from nonlinear analysis of RC walls subjected to cyclic loads, using finite element models developed with DIANA software. The modeling approach was validated with experimental data from two RC walls. A sensitivity analysis of the seismic response parameters to uncertain modeling variables such as the compressive fracture energy of unconfined and confined concrete, among others, was also performed. The analytical models adequately captured the lateral force-displacement relationship, stiffness degradation, and the profile of vertical strains at the base of the walls for different levels of demand. The sensitivity analysis showed that the dispersion of the local response is greater than the dispersion in the global response when considering different modeling parameters. Dispersion increases as the level of demand increases.

Keywords: *modeling, nonlinear analysis, reinforced concrete walls, finite elements, hysterical behavior*

Introducción

El uso de muros estructurales de hormigón armado (HA) es muy común en países sísmicos, para el diseño de edificios o la rehabilitación de edificios existentes. Debido a su alta rigidez, los muros estructurales limitan las deformaciones y permiten a los edificios resistir eficientemente las cargas laterales. Aunque el comportamiento sísmico de estos edificios durante la última década ha sido adecuado en términos de prevenir el colapso y salvaguardar vidas, durante terremotos recientes de gran magnitud, como el terremoto de Maule (Chile, 2010) y de Christchurch (Nueva Zelanda, 2011), se ha observado daños estructurales significativos (Sritharan et al., 2014). Bajo la acción de carga lateral, los muros de HA pueden sufrir daños por compresión en el hormigón, pandeo de las barras de refuerzo y rotura por tracción del refuerzo, con el inicio de la pérdida de resistencia lateral como resultado de uno o más de estos mecanismos de daño (Lowe et al., 2019). En este contexto, desarrollar modelos numéricos que permitan predecir con precisión el comportamiento sísmico de muros de HA es esencial.

El comportamiento de muros de HA ha sido ampliamente estudiado utilizando diferentes enfoques de modelado, softwares y tipos de análisis. La mayoría de los estudios disponibles en la literatura están basados en modelos de macroelementos o modelos macroscópicos que son relativamente simples de implementar y que han demostrado ser razonablemente precisos y eficientes para predecir la respuesta histerética de los muros estructurales de HA. Algunos ejemplos son: modelo de múltiples elementos verticales tipo línea basado en la relación fuerza-deformación del material (MVLEM por sus siglas en inglés), propuesto inicialmente por Vulcano et al. (1988), expandido a tres dimensiones sin interacción cortante-flexión (MVLEM-FD por sus siglas en inglés) por Fischinger et al. (2004); modelo de múltiples elementos verticales tipo línea con interacción cortante-flexión (SFI-MVLEM-SS por sus siglas en inglés) disponible en OpenSees, con el comportamiento del material definido usando relaciones de esfuerzo-deformación uniaxial propuesto por Kolozvari et al. (2015); y el modelo de celosía no lineal (NLTM por sus siglas en inglés) propuesto por Panagiotou et al. (2012), basado en un enfoque de modelado de puntales y tirantes. Sin embargo, para obtener resultados confiables utilizando modelos macroscópicos, se deben elegir cuidadosamente los

parámetros del modelo y del material dentro del rango de interés, evaluar la sensibilidad de los resultados a las variaciones en los parámetros del material y del modelado y comprender las suposiciones y limitaciones del modelo. Estos modelos generalmente no consideran la interacción entre el comportamiento axial, flexural y cortante, que podría ser importante incluso en muros de HA esbeltos (Fischinger et al., 2017; Massone et al., 2006).

Por otro lado, los modelos microscópicos, por ejemplo, modelos de elementos finitos (FEM por sus siglas en inglés), pueden proporcionar una estimación más precisa y detallada de las respuestas estructurales a nivel global y local, pero normalmente requieren un esfuerzo mayor para desarrollar el modelo e interpretar los resultados, y alto costo computacional para ejecutar el análisis. A diferencia de los modelos macroscópicos, los modelos microscópicos consideran directamente la interacción entre la fuerza axial, la flexión y el cizallamiento. El primer FEM usado para elementos de HA fue propuesto por Ngo y Scordelis (1967). El modelo lineal bidimensional propuesto utilizó elementos finitos triangulares de deformación constante para modelar los elementos de hormigón y acero, se utilizaron elementos de enlace para representar la unión entre los elementos de acero y hormigón, e incluyó el efecto de la fisuración. Desde entonces, el FEM se ha convertido en una poderosa herramienta para el análisis de estructuras de HA, incluido el análisis tridimensional y no lineal. Con este fin, investigadores han desarrollado varios softwares de análisis de elementos finitos como DIANA FEA BV (TNO, 1972), ANSYS (Desalvo & Swanson, 1983), ABAQUS (Hibbitt, 1984), VecTor 2 y 3 (Vecchio, 1989), entre otros. La mayoría de los ejemplos de implementación de FEM inelásticos en diferentes plataformas para la simulación del comportamiento de muros de HA (Dashti et al., 2017; Kolozvari et al., 2019; Saritas & Filippou, 2013) fueron validados contra resultados obtenidos de programas experimentales con datos limitados respecto al comportamiento local o enfocados generalmente en el análisis de muros planos de sección rectangular. Relativamente pocos estudios se han centrado en una evaluación más completa de los modelos y su capacidad para capturar respuestas a nivel global y local, incorporando muros con secciones no rectangulares, como muros de sección T o de sección L, por ejemplo, MA & Li (2019).

Los FEM no lineales pueden ser una herramienta de modelado preciso, basado en propiedades de material realistas, ignoradas por otras formulaciones analíticas. Sin embargo, el poder de las simulaciones de elementos finitos no lineales no debe sobreestimarse. Se deben realizar las validaciones adecuadas para verificar la fiabilidad de los resultados obtenidos. Es bien conocido que los resultados de los análisis de elementos finitos no lineales dependen fuertemente de las opciones de los analistas para modelar, por ejemplo, del tipo y dimensiones de los elementos, modelos constitutivos para el hormigón y acero, entre otros (Hendriks et al., 2017; Kolozvari et al., 2019). Como consecuencia, para un mismo muro analizado se puede observar una gran dispersión de los resultados obtenidos, principalmente a altos niveles de demanda, donde el muro incursiona en el rango de comportamiento no lineal.

En este documento se propone un FEM no lineal desarrollado en el software DIANA FEA 10.2 (TNO DIANA, 2018) para el análisis sísmico de muros de HA, basado en una evaluación de las respuestas a nivel global (fuerzas y desplazamientos), y a nivel local (deformaciones en el hormigón). El uso del software DIANA para la modelación de muros de HA mostró buenos resultados en investigaciones previas (Jünemann et al., 2016;

Vásquez et al., 2021). En este estudio, los resultados analíticos se validan con resultados experimentales para un muro de sección rectangular (RW2) y un muro de sección T (TW2), ensayados por Thomsen & Wallace (Thomsen, 1995; Thomsen & Wallace, 2004). Los datos disponibles incluyen información sobre respuestas globales y locales que son esenciales para la evaluación integral del enfoque de modelado propuesto. Para facilitar la interpretación de los resultados, se analizan muros de HA aislados sometidos a cargas cíclicas, evitando así el número de complejidades adicionales provocadas por el uso de historiales de tiempo dinámicos no lineales. Adicionalmente, se evalúa la dispersión de las respuestas al considerar diferentes parámetros de modelado de cuales se tiene un nivel significativo de incertidumbre, por ejemplo, la discretización de malla, ciertos parámetros de los modelos constitutivos de los materiales (energía de fractura en compresión del hormigón, coeficiente de Poisson, etc.).

Metodología

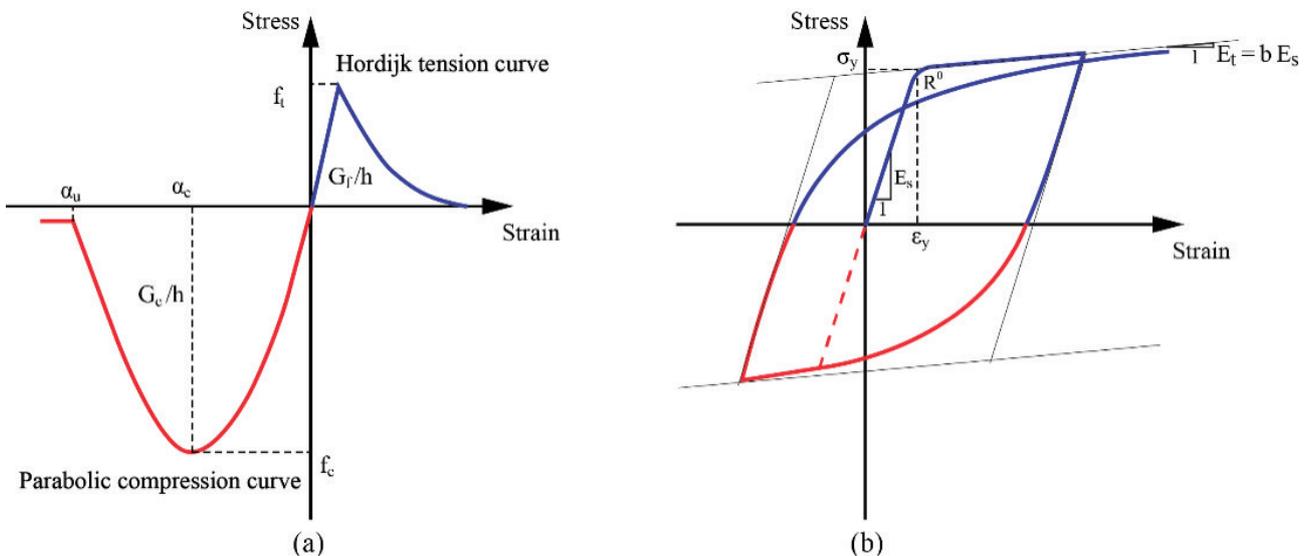
Descripción del modelo analítico

En esta sección se describen las principales características del modelo desarrollado para simular el comportamiento de dos especímenes de muros de HA. Para modelar los elementos de hormigón se utilizó el elemento membrana tipo Q20SH de cuatro nodos disponible en el software de análisis (TNO DIANA, 2018). Este elemento se caracteriza por tener cinco grados de libertad por nodo (tres traslaciones y dos rotaciones). La formulación del elemento utiliza interpolación lineal con cuatro (2x2) puntos de integración de Gauss sobre el área del elemento, mientras que la integración sobre el espesor del elemento considera tres puntos de integración (un punto en el plano de referencia del elemento y dos puntos en las fibras de la pared exterior). Por lo tanto, el elemento es capaz de capturar deformaciones tanto en el plano como fuera del plano. El comportamiento en el plano del material de hormigón dentro del elemento de cuatro nodos se rigió por la implementación del modelo de agrietamiento por deformaciones totales (Total Strain Crack Model). Entre los modelos simples de agrietamiento por deformación total, existen dos enfoques diferentes, el modelo de grieta rotatoria y modelo de grieta fija, en este estudio se utilizó el modelo de grieta rotatoria basado en el concepto de coaxialidad entre esfuerzo y deformación (Feenstra et al., 1998). El acero de refuerzo se modeló considerando elementos embebidos tipo bar, y se asumió una unión perfecta entre el acero y el hormigón.

Los modelos de grietas basados en la mecánica de la fractura y la deformación total dependen de las dimensiones del elemento, por lo tanto, se debe evitar el uso de elementos grandes que puedan producir fenómenos de retroceso (snapback phenomenon). Hillerborg (1983), sugiere usar elementos con una longitud característica $h = 0,5 l_{ch}$, donde l_{ch} es la longitud de la zona de proceso definida como $l_{ch} < \frac{E_c G_f}{f_t^2}, E_c$ es el módulo de elasticidad, G_f la energía de fractura y f_t la resistencia a la tracción del hormigón. El módulo de elasticidad del hormigón se estimó con la expresión del ACI 318-14 para hormigón de peso normal, $E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$, considerando la resistencia a la compresión f'_c en MPa. La energía de fractura del hormigón a tracción G_f , se estimó como $G_f = G_{f0} \left(\frac{f'_c}{f'_{c0}} \right)^{0,7}$, donde G_{f0} es la energía de fractura según un tamaño máximo de agregado (asumiendo 32 mm, $G_{f0}=0,058$ MPa-mm), $f'_{c0}=10$ MPa, la resistencia a la tracción del hormigón f_t , se calculó como $f_t = 1,4 f_{t0} \left(\frac{f'_c}{f'_{c0}} \right)^{2/3}$ MPa, en base a las recomendaciones del CEB-FIP (Comité Euro-International du Béton, 1990). Para simular el comportamiento del hormigón en compresión se consideró el modelo Parabólico y para el comportamiento en

tracción, el modelo de Hordijk, constitutivas predefinidas en DIANA. Estos modelos constitutivos regularizan la relación tensión-deformación en función del tamaño del elemento para mantener constante la energía de fractura, lo que minimiza los efectos del tamaño de la malla. La energía de fractura en compresión para el hormigón no confinado, G_c , se tomó igual a $G_c=2f'_c (N/mm)$, según lo recomendado por Pugh et al. (2015), mientras que la energía de fractura en compresión para el hormigón confinado se consideró como $G_{cc}=6G_c$, como se recomienda en Coleman & Spacone (2001). La resistencia a la compresión del hormigón confinado se determinó según el método propuesto por Mander et al. (1988). La expansión lateral del hormigón debido al efecto Poisson se tomó en cuenta usando el coeficiente $\nu=0$, para hormigón fisurado, como se recomienda en el Eurocode 2 (British Standard Institution, 2005). El comportamiento del acero de refuerzo se modeló utilizando el modelo Menegotto-Pinto, que considera el efecto Bauschinger pero no el comportamiento de pandeo de las barras (Menegotto & Pinto, 1973). Los valores sugeridos previamente por Filippou et al. (1983), $R_0=20$, $a_1=18.5$, $a_2=0.15$, $a_3=0.01$, $a_4=7$, fueron usados para definir el modelo de Menegotto-Pinto. El módulo de elasticidad del acero fue $E_s=200000$ MPa, siguiendo las recomendaciones del ACI 318-14. En la Figura 1 se presentan los modelos constitutivos del hormigón y el acero utilizados en los análisis no lineales.

Figura 1. Modelos constitutivos esfuerzo-deformación



Nota: La figura (a) representa la constitutiva parabólica para el hormigón en compresión y Hordijk para el hormigón en tracción, la figura (b) muestra el modelo de Menegotto-Pinto usado para el acero de refuerzo.

Con el fin de validar el modelo analítico propuesto en este estudio, se modelaron dos especímenes de muros de HA ensayados por Thomsen & Wallace (Thomsen, 1995; Thomsen & Wallace, 2004), utilizando los elementos y materiales definidos en la sección anterior. Se consideraron las propiedades de los materiales medidas durante los ensayos, cuando la información estaba documentada. El primer espécimen, RW2, corresponde a un muro con sección transversal rectangular, y la segunda, TW2, corresponde a un muro con sección transversal en forma de T. El muro rectangular fue construido como un voladizo de 3660 mm de altura con una sección transversal de 102 mm x 1220 mm. El muro en forma de T tenía la misma altura del

muro rectangular y dimensiones idénticas de sección transversal para el ala y alma. La relación de aspecto de los muros, definida como el cociente entre la altura donde se aplica la carga lateral y la longitud del muro, h_w/l_w fue igual a 3, por lo que se esperaba que los especímenes tuvieran un comportamiento predominante de flexión. La Figura 2 muestra las secciones transversales y detalle de refuerzo de los especímenes seleccionados. Los datos adicionales para definir completamente los modelos numéricos, es decir, detalles geométricos y de reforzamiento, detalles de carga y condiciones de borde están disponibles en (Thomsen, 1995; Thomsen & Wallace, 2004). Las características generales de los especímenes se presentan en la Tabla 1, mientras que los parámetros (medidos o estimados) necesarios para definir las constitutivas de los materiales, se resumen en la Tabla 2.

El nivel aproximado de carga axial aplicada fue 7% de la capacidad axial de cada muro, definida como $A_g f'_c$, donde A_g es el área de sección bruta y f'_c es la resistencia real del hormigón no confinado el día del ensayo. Los muros fueron sometidos también a cargas laterales cíclicas aplicadas en la parte superior mediante un actuador hidráulico. Los ensayos se controlaron por desplazamiento, con ciclos a niveles crecientes de relación de deriva (desplazamiento superior dividido por la altura del muro, δ/h_w). El primer nivel de deriva que se aplicó fue de aproximadamente 0,1%, seguido de 0,25%. A continuación, el nivel de deriva aumentó en incrementos del 0,25% hasta el 1,0%. Luego, la deriva se acrecentó en incrementos del 0,5% hasta el 3,0%. Se realizaron al menos dos ciclos completos en cada nivel de deriva hasta el 1,0% y luego cada prueba varió dependiendo del comportamiento del muro hasta ese punto. En los modelos analíticos, la carga axial se aplicó al comienzo de los análisis como una carga distribuida a lo largo de los elementos horizontales superiores. Manteniendo la carga axial constante, se aplicó una carga horizontal cíclica utilizando una estrategia de control de desplazamiento, con los desplazamientos objetivos obtenidos a partir de los datos experimentales. Para el análisis se utilizó el método iterativo secante (o método quasi-Newton) con energía, fuerza y desplazamiento como normas de convergencia. La tolerancia de convergencia se eligió después de varios ensayos para generar curvas suaves dentro del mínimo tiempo de análisis posible (tolerancia de fuerza: 1e-2, tolerancia de energía: 1e-4, tolerancia de desplazamiento: 1e-2). Finalmente, las respuestas obtenidas a partir de los modelos analíticos se compararon con las respuestas experimentales, tanto a nivel global (curvas fuerza-desplazamiento, perfiles de desplazamiento lateral), como a nivel local (perfiles de deformaciones verticales en el hormigón). Los resultados se muestran y se discuten en las secciones siguientes.

Tabla 1. Características generales de los especímenes

	Longitud L_w [mm]	Altura h_w [mm]	Espesor t_w [mm]	Relación de aspecto h_w/L_w	Cuantía ρ_{be} [%]	Cuantía ρ_{web} [%]	Cuantía ρ_h [%]	Cuantía ρ_{con} [%]	Carga axial $N/(f'_c A_g)$ [%]
RW2	1219	3660	102	3,0	2,93	0,33	0,33	1,21	7,0
TW2	1219	3660	102	3,0	2,51	0,45	0,33	0,89	7,5

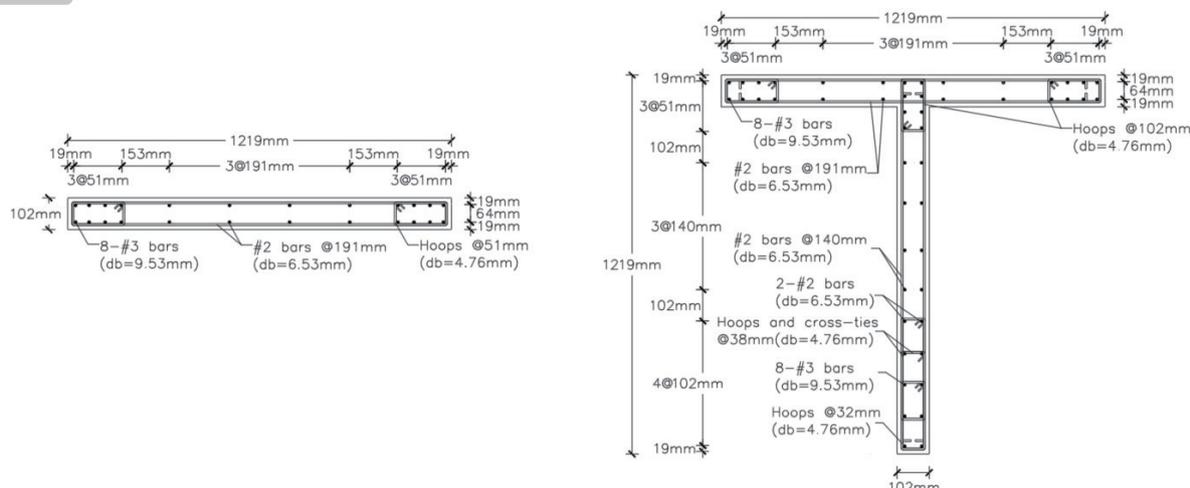
*Nota: Las cuantías de acero de refuerzo (ρ) se indican con subíndices según la ubicación: *be* (acero longitudinal en elementos de borde), *web* (acero longitudinal del alma), *h* (acero horizontal), y *con* (acero de confinamiento).*

Tabla 2. *Propiedades y parámetros de los materiales*

		RW2	TW2	
Hormigón: modelo de agrietamiento por deformaciones totales				
Módulo de elasticidad (MPa)	E_c	31069,8	30350,5	
Coefficiente de Poisson	ν	0	0	
Comportamiento a Tracción		Modelo constitutivo Hordijk		
Resistencia (MPa)	f_t	3,7	3,6	
Energía de fractura (MPa-mm)	G_f	0,163	0,158	
Comportamiento a Compresión		Modelo constitutivo Parabólico		
Resistencia (MPa) ^a	f'_c	43,7	41,7	
Energía de fractura - no confinado (MPa-mm)	G_c	87,4	83,4	
Energía de fractura - confinado (MPa-mm)	G_{cc}	524,4	500,4	
Acero: modelo de Menegotto - Pinto				
Módulo de elasticidad (MPa)	E_s	200000	200000	
Relación de endurecimiento por deformación	b	0,007	0,007	
Curvatura inicial	R	20	20	
Constantes del material (Filippou et al., 1983)	a_1	18,5	18,5	
	a_2	0,2	0,2	
	a_3	0	0	
	a_4	7	7	
Resistencia de fluencia (MPa) ^a	∅9.53mm	f_y	434	448
	∅6.53mm	f_y	448	434
	∅4.76mm	f_y	434	0

Nota: ^a Valores medidos durante los ensayos (Thomsen, 1995; Thomsen & Wallace, 2004).

Figura 2. Secciones transversales y detalle de refuerzo de los especímenes



Nota: La figura muestra las secciones transversales a nivel de la base de los muros RW2 (sección rectangular) y TW2 (sección en forma de T). Figura basada en Thomsen (1995).

Análisis de sensibilidad

El modelo descrito en las secciones anteriores, llamado de aquí en adelante como modelo de referencia (M0), fue el resultado de numerosas simulaciones y calibración de parámetros relacionados principalmente con los materiales. Se evidenció que algunos parámetros del material tienen más influencia que otros en la respuesta. El valor de cada parámetro del material claramente no es determinista y debe calibrarse para proporcionar una simulación precisa de la respuesta del muro. Para estudiar los efectos de los parámetros más influyentes, se simuló el muro RW2 considerando tres valores diferentes recomendados en la literatura para un mismo parámetro de material. Los parámetros considerados fueron: el coeficiente de Poisson (ν), la resistencia a la tracción del hormigón (f_t), la energía de fractura en compresión para el hormigón no confinado (G_c) y confinado (G_{cc}). Además, los tiempos de ejecución de los análisis se evaluaron en términos de la reducción del número de elementos, es decir, del uso de elementos con una mayor longitud característica (h). En total cinco parámetros inciertos se consideraron en el análisis de sensibilidad como se resume en la Tabla 3.

Tabla 2. Propiedades y parámetros de los materiales

Identificación del modelo				M0	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10
Parámetro	Símbolo	Valor	Referencia bibliográfica											
Coeficiente de Poisson	ν	0 ^a	Eurocode 2	✓			✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		0.15	CEB-FIP		✓									
		0.2	Eurocode 2			✓								
Resistencia a la tracción del hormigón (Mpa)	f_t	3.7 ^a	CEB-FIP	✓	✓	✓			✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2.2	ACI 318-14				✓							
		4.1	Wong & Vecchio, 2006					✓						
Energía de fractura hormigón no confinado (MPa-mm)	G_c	87.4 ^a	Pugh et al., 2015	✓	✓	✓	✓	✓			✓	✓	✓	✓
		40.7	Nakamura & Higai, 2001						✓					
		58.2								✓				
Energía de fractura hormigón confinado (MPa-mm)	G_{cc}	524.4 ^a	Coleman & Spacone, 2001	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓			✓	✓
		148.6	Pugh et al., 2015								✓			
		87.4	Lowes et al., 2016										✓	
Longitud característica de los elementos (mm)	h	150 ^a	Hillerborg, 1983	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓		
		180											✓	
		230	-											✓

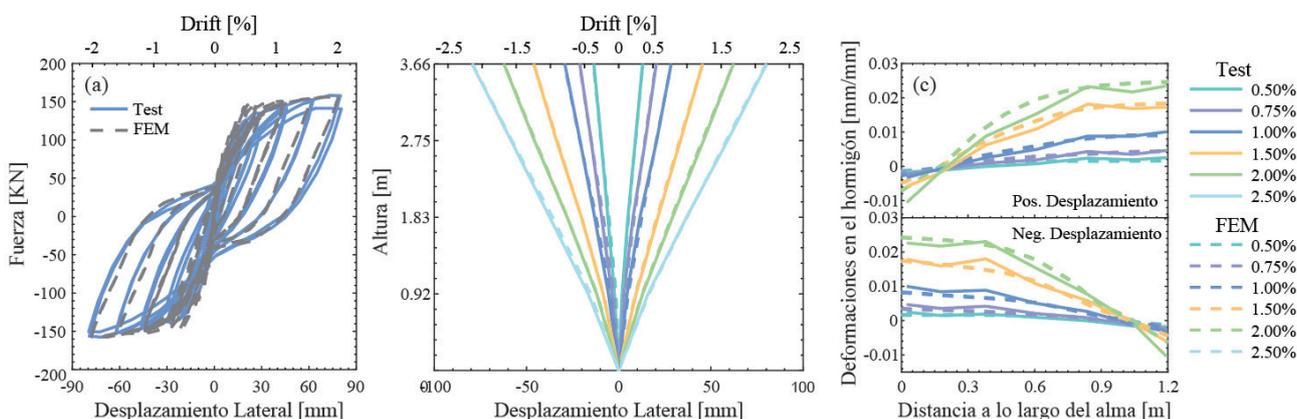
Nota:^aValores usados en el modelo de referencia (M0). El símbolo ✓ señala los valores de los parámetros considerados en cada modelo. En total, diez modelos, adicionales al modelo de referencia, se crearon para el análisis de sensibilidad.

Resultados

Esta sección presenta los resultados de los modelos analíticos desarrollados en este estudio para simular la respuesta de los muros RW2 y TW2. Los resultados analíticos se cotejaron con los resultados experimentales obtenidos por Thomsen & Wallace (Thomsen, 1995; Thomsen & Wallace, 2004). Las comparaciones de las respuestas medidas experimentalmente y simuladas analíticamente se discuten en la sección siguiente. Los resultados que se presentan en las Figuras 3 y 4 incluyen: curvas fuerza-desplazamiento superior, perfiles de desplazamiento lateral y perfiles de deformaciones verticales en el hormigón a nivel de la base del muro, para los muros RW2 y TW2, respectivamente.

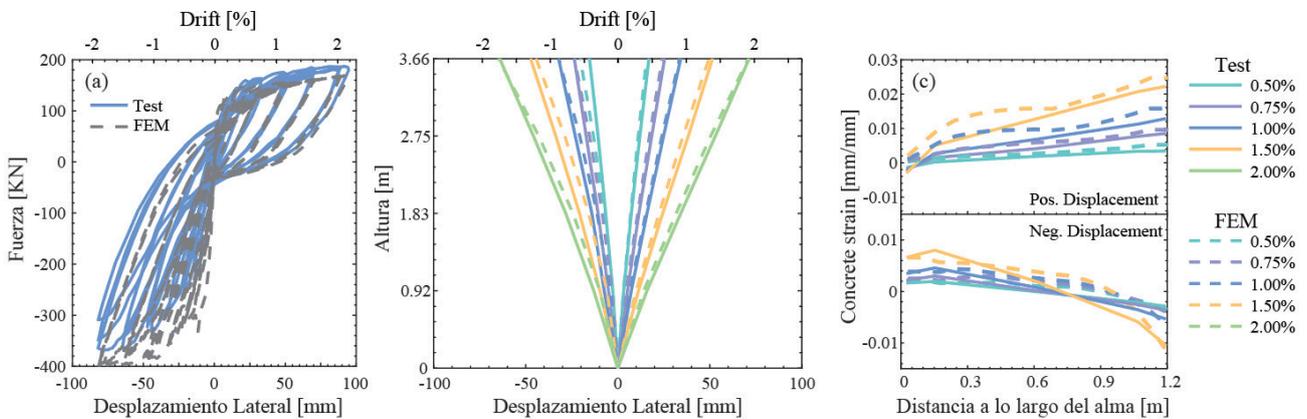
Los resultados del análisis de sensibilidad para el muro RW2 se presentan en las Figura 5 y 6, para un nivel de deriva del 0.5% y 2%, respectivamente. El modelo de referencia (M0) y los modelos alternativos (M1 hasta M10) fueron analizados bajo el mismo patrón de carga axial y lateral a fin de comparar sus resultados a nivel global y local, entre sí, y con los valores medidos experimentalmente. Para determinar el impacto en la respuesta global se examinaron los desplazamientos laterales en el primer piso (cada piso corresponde a un cuarto de la altura del muro, $h/4=915$ mm) y las deformaciones verticales del hormigón en compresión y tracción (medidas en los elementos de borde a nivel de la base). Dada la simetría de la sección, los resultados se analizaron únicamente para el caso de desplazamientos positivos. En la Figura 7, las respuestas globales y locales, medidas en diferentes escalas y unidades, fueron normalizadas considerando el valor máximo de cada respuesta, con el fin de ajustarlas a una escala común que permita comparar la dispersión de los resultados, para los niveles de deriva antes mencionados.

Figura 3. Respuesta global y local del muro RW2



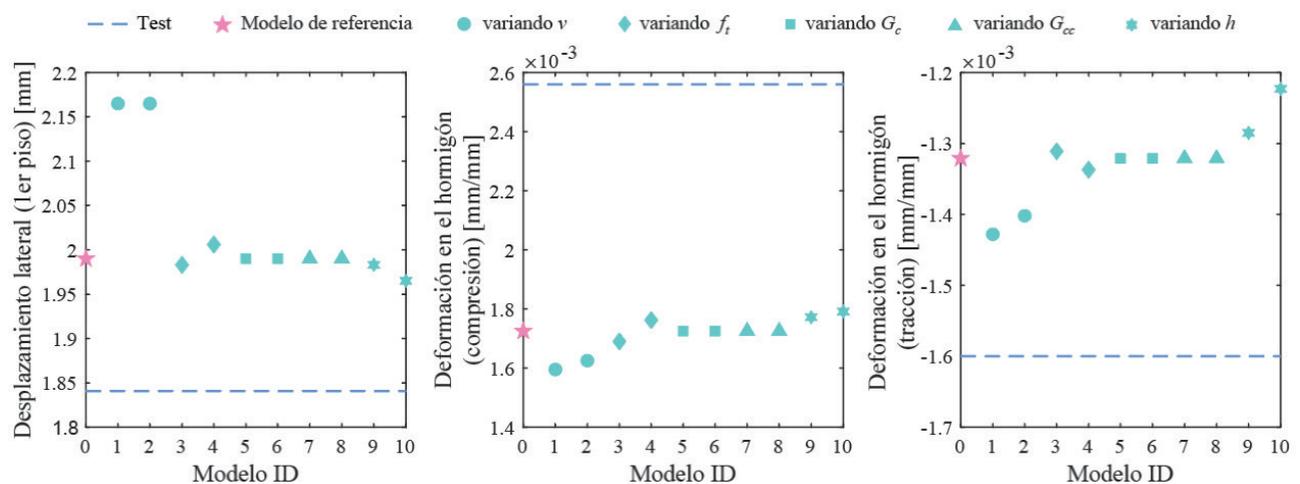
Nota: La figura muestra la curva fuerza-desplazamiento superior, perfiles de desplazamiento lateral a lo largo de la altura del muro y perfiles de deformaciones verticales en el hormigón en la sección transversal a nivel de la base, para niveles de deriva del 0.5% al 2.5%.

Figura 4. Respuesta global y local del muro TW2



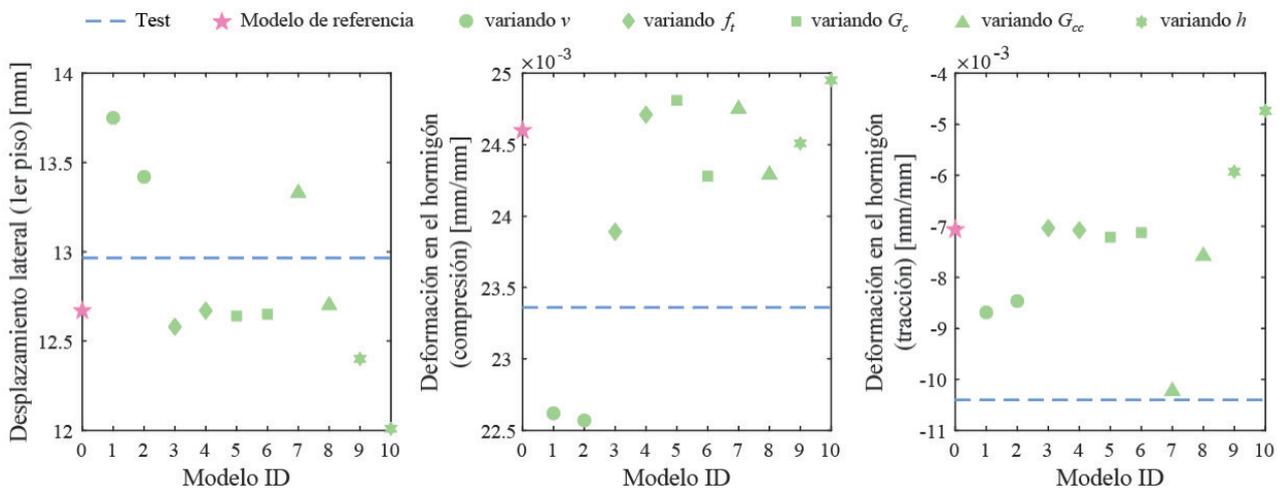
Nota: La figura muestra la curva fuerza-desplazamiento superior, perfiles de desplazamiento lateral a lo largo de la altura del muro y perfiles de deformaciones verticales en el hormigón en la sección transversal del alma a nivel de la base, para niveles de deriva del 0.5% al 2%.

Figura 5. Variación de la respuesta global y local del muro RW2 al nivel de deriva 0.5%



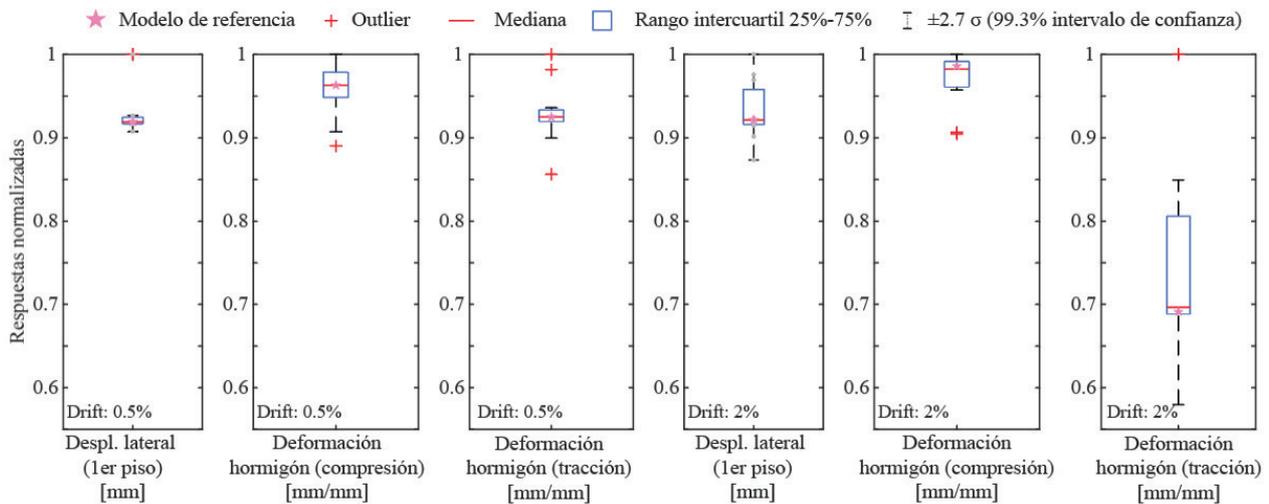
Nota: La figura muestra la influencia de los parámetros de material y la longitud características de los elementos en el desplazamiento lateral del primer piso y en las deformaciones del hormigón en compresión y en tracción a lo largo de la base del muro. La línea discontinua muestra el valor medido experimentalmente.

Figura 6. Variación de la respuesta global y local del muro RW2 al nivel de deriva 2.0%



Nota: La figura muestra la influencia de los parámetros de material y la longitud características de los elementos en el desplazamiento lateral del primer piso y en las deformaciones del hormigón en compresión y en tracción a lo largo de la base del muro. La línea discontinua muestra el valor medido experimentalmente.

Figura 7. Comparación de diagramas de caja de las respuestas globales y locales al nivel de deriva 0.5% y 2%



Nota: La figura muestra los diagramas de caja de las respuestas obtenidas para los 11 modelos analíticos considerados en el análisis de sensibilidad, los tres primeros diagramas corresponden a las respuestas obtenidas para un nivel de deriva del 0.5% y los tres últimos para un nivel del 2%. Las respuestas fueron normalizadas considerando la respuesta máxima de cada conjunto.

Discusión

Esta sección discute los resultados presentados en la sección anterior. La respuesta global se analizó en términos de curvas fuerza cortante vs desplazamiento lateral superior, como se muestra en las Figuras 3 y 4, para los especímenes RW2 y TW2, respectivamente. La respuesta global simulada con los modelos

analíticos está de acuerdo con la respuesta experimental. La disipación de energía global representada por la forma de respuesta histerética muestra una buena concordancia para los dos especímenes. La Figura 3 indica que el espécimen rectangular exhibe un comportamiento histerético estable y una excelente ductilidad. La Figura 4 indica que el comportamiento del muro en forma de T depende de la dirección de las cargas laterales aplicadas. Cuando el ala está en compresión, la resistencia es solo un poco mayor que la del muro rectangular; sin embargo, la ductilidad mejora significativamente. Cuando el ala está en tensión se nota un aumento significativo de resistencia y rigidez, las demandas de corte son aproximadamente dos veces más grandes que las demandas en el caso en el que el ala está en compresión. Ambos especímenes experimentaron disminución en su rigidez a medida que aumentaban los niveles de deriva. La rigidez de los muros rectangulares es casi igual en ambas direcciones, lo que indica la simetría de este muro. Los muros en forma de T son considerablemente más rígidos bajo desplazamientos negativos (ala en tensión). Los modelos analíticos fueron capaces de capturar con precisión las características importantes del comportamiento histerético de los muros, incluida la resistencia, la degradación de la rigidez y el efecto de estrangulamiento (pinching) en el centro de las curvas de histéresis. Para el muro RW2, la carga lateral en el desplazamiento máximo se subestima en menos del 1%. Para el muro TW2, la predicción del modelo analítico es mejor para los desplazamientos positivos. Para los desplazamientos negativos, el modelo analítico captura el aumento significativo de resistencia y rigidez, pero sobreestima la capacidad de carga lateral del muro en un 10%.

Las Figuras 3 y 4 también muestran los perfiles de desplazamiento lateral medidos cada $h/4$. Los datos trazados corresponden a las lecturas de desplazamiento máximo tomadas durante el primer ciclo en cada nivel de deriva. Tanto para el muro RW2, como para el muro TW2, se observa que los desplazamientos correspondientes a los dos primeros niveles (915 mm y 1830 mm) siguen una curva no lineal. Esto indica que la mayor parte de la deformación del muro se está produciendo sobre el nivel del primer piso, como se esperaba, dado que el momento es mayor en la base de los muros en voladizo, lo que causa más curvatura en este nivel. Esta tendencia se volvió más pronunciada a medida que incrementaron los niveles de deriva, lo que indica que las deformaciones inelásticas se concentran en la región de la bisagra plástica en la base del muro. Los perfiles de desplazamiento lateral capturados por los modelos analíticos están en buen acuerdo con los medidos experimentalmente, principalmente para el caso del muro rectangular y para los desplazamientos positivos del muro con sección T.

Finalmente, en las Figuras 3 y 4 también se presenta el perfil de deformaciones verticales en el hormigón en la sección transversal de los muros a nivel de la base para los muros RW2 y TW2, respectivamente. Las deformaciones experimentales fueron medidas a 229 mm desde la base de los muros, mientras que las deformaciones analíticas se obtuvieron de las deformaciones de los elementos verticales de los paneles inferiores, a una altura de 150 mm. Los datos graficados fueron medidos en el desplazamiento lateral máximo durante el primer ciclo en cada nivel de deriva. Los perfiles mostrados en la Figura 3 para desplazamientos positivos y negativos son iguales, lo que indica la simetría del muro RW2. La Figura 4 indica que los perfiles de deformación para el muro TW2 son significativamente diferentes bajo desplazamientos positivos y negativos. Cuando el ala está en compresión (desplazamiento positivo), la profundidad de la zona de compresión es relativamente pequeña y el gradiente de deformación es relativamente grande, se tiene

entonces, deformaciones por compresión bajas en el ala y deformaciones por tracción relativamente grandes en el alma. Cuando las cargas se invierten (desplazamiento negativo) y el ala está en tensión, la profundidad de la zona de compresión es relativamente grande y el gradiente de deformación es relativamente bajo, las deformaciones por compresión en el alma son aproximadamente iguales a las deformaciones por tracción en el ala. Una característica importante de los FEMs es su capacidad para simular la distribución de deformación vertical no lineal a lo largo de la sección, que es una gran diferencia con la mayoría de los modelos macroscópicos. Los modelos macroscópicos se basan en la teoría de flexión de Euler-Bernoulli, donde las secciones planas permanecen planas después de la deformación, subestimando de 2.0 a 3.0 veces las deformaciones de compresión (Kolozvari et al. 2018). Por otro lado, los FEMs desarrollados en este estudio estiman con precisión las deformaciones en los elementos extremos en compresión, mientras que subestiman las deformaciones en los elementos en tracción hasta en un 9 % para el muro RW2. Esto podría corregirse parcialmente si se emplea una malla más fina, con la penalización de requerir un mayor costo computacional.

A medida que aumenta la demanda de inelasticidad, es decir el nivel de deriva, la confiabilidad del análisis puede disminuir y dar paso a problemas de tipo numérico. Los problemas numéricos conducen a resultados sin sentido, por ejemplo, algoritmo de solución, criterios de convergencia y tolerancia, inestabilidades numéricas, etc. Los criterios de convergencia juegan un papel importante en el análisis estructural. La elección de un criterio de convergencia apropiado y el valor relativo de la tolerancia de convergencia debe hacerse con mucho cuidado. Una convergencia demasiado laxa puede resultar en respuestas inexactas y poco confiables, mientras que una tolerancia demasiado estricta puede ser simplemente inalcanzable para el procedimiento iterativo.

Los resultados del análisis de sensibilidad para el muro RW2 se presentaron en las Figura 5 y 6, para un nivel de deriva del 0.5% y 2%, respectivamente. Para elementos que fallan por aplastamiento del hormigón, como en este caso de estudio, el efecto de Poisson y la energía de fractura en compresión, son algunos de los principales parámetros que influyen en la respuesta, principalmente a niveles altos de demanda. El software utilizado para las simulaciones numéricas, DIANA, permite aplicar una relación de Poisson constante durante toda la simulación, tanto en la fase elástica, como después de la fisuración. De esta forma no se capta bien el comportamiento físico real ni se amplifican los efectos debidos al agrietamiento secundario. Se puede observar que una relación de Poisson constante de 0.2 sobrestima el desplazamiento lateral en el primer piso y subestiman las deformaciones del hormigón en compresión, ambas hasta en un 9%, respecto al modelo de referencia. Se recomienda usar una relación de Poisson variable, que disminuya linealmente desde su valor real inicial hasta 0.0 en la fase fisurada del hormigón, cuando sea posible. El efecto de la resistencia a la tracción del hormigón no es relevante, no se observan cambios significativos en las respuestas. El efecto de la energía de fractura del hormigón no confinado y confinado no es significativo a niveles de derivas bajos como el nivel 0.5%, como se muestra en la Figura 5. Sin embargo, el efecto de variar este parámetro es más evidente a niveles más grandes de derivas como el nivel 2%. En este caso se observa que, al disminuir la energía de fractura a compresión, por ejemplo, del hormigón confinado (M7), el desplazamiento lateral del primer piso y la deformación del hormigón en compresión aumentan respecto al modelo de referencia, mientras que la deformación del hormigón en tracción se acerca al valor medido experimentalmente.

En el análisis de sensibilidad, se compara además el tiempo de análisis que requieren los FEMs considerando diferente longitud características de los elementos. El modelo de referencia (M0) consideró en promedio elementos de 150 mm, el tiempo de ejecución del análisis fue 3:20:08. El modelo M9 consideró en promedio, elementos de 180 mm, el tiempo de ejecución del análisis fue 2:27:57. Finalmente, el modelo M10, consideró en promedio, elementos de 230 mm, el tiempo de ejecución del análisis fue 1:59:18. Los análisis se realizaron en un computador con procesador Intel(R) Xeon(R) Gold 5118 CPU 2.30GHz (2 processors) y 192 GB de memoria RAM. Se observa que la implementación del modelo M10 reduce el costo computacional de manera más eficiente hasta en un 40%. En este caso, las respuestas globales y locales no cambiaron sustancialmente al usar distintos tamaños de elementos, el desplazamiento lateral del primer piso disminuye y las deformaciones del hormigón a compresión y tracción aumentan, pero no de manera significativa, como se esperaría. Esto se explica porque los modelos constitutivos para el hormigón, Parabólico en compresión y Hordijk en tracción, regularizan la relación tensión-deformación en función del tamaño del elemento para mantener constante la energía de fractura, minimizando los efectos del tamaño de la malla. La Figura 7 muestra las respuestas globales y locales normalizadas considerando el valor máximo de cada respuesta, para los niveles 0.5% y 2% de deriva. La simulación de cantidades globales, como los desplazamientos laterales, no parece ser sensible a los parámetros de modelado analizados, lo que puede transmitir una idea engañosa de coherencia entre los diferentes modelos. Sin embargo, las respuestas a nivel local, principalmente deformaciones del hormigón en tracción parecen ser más sensibles a los diferentes parámetros de modelado. Para niveles bajos de deriva, por ejemplo, al 0.5% de nivel de deriva, la variación de las respuestas parece limitada, pero se vuelve significativa a niveles altos de deriva, por ejemplo, al 2%.

Conclusiones

En esta sección se discuten las principales conclusiones resultado del estudio del comportamiento de muros estructurales de hormigón armado sometidos a cargas cíclicas mediante modelos de elementos finitos. En este artículo se utilizaron datos experimentales de dos especímenes de muro de hormigón armado para evaluar las capacidades del modelo analítico para simular la respuesta global y local.

Las respuestas obtenidas analíticamente están en concordancia con las respuestas registradas experimentalmente en términos de relaciones fuerza-desplazamiento, desplazamientos laterales y distribución de deformación vertical del hormigón en la base, bajo diferentes niveles de demanda de deriva. El modo de falla dominante en los dos muros es la flexión, como se espera en muros estructurales con una relación de aspecto general, h_w/l_w , mayor que dos. Los FEMs capturaron adecuadamente la relación fuerza lateral-desplazamiento, la degradación de la rigidez y el perfil de desplazamientos laterales para diferentes niveles de demanda.

Las distribuciones de deformaciones del hormigón en la base del muro predichas por los modelos estuvieron en buena correlación con las distribuciones medidas experimentalmente. La mayor diferencia entre las deformaciones simuladas y medidas experimentalmente se dio para el caso del muro RW2, con una diferencia del 9%, para el mayor nivel de demanda. Sin embargo, se destaca que la falta de precisión en el caso de la deformación del hormigón en tracción no se refleja necesariamente en la respuesta a nivel global, evidenciando la importancia de llevar a cabo una evaluación multinivel (global y local) del análisis estructural.

La consideración de otros fenómenos no modelados, la falla del anclaje, el pandeo del acero de refuerzo mejoraría aún más los resultados obtenidos en este estudio.

Los FEMs propuestos en este estudio fueron el resultado de numerosas simulaciones y calibración de parámetros relacionados principalmente con los materiales. Se evidenció que algunos parámetros del material, como el coeficiente de Poisson y la energía de fractura en compresión, tienen más influencia en la respuesta que otros. No se observaron cambios significativos en las respuestas globales y locales al variar la resistencia a la tracción del hormigón. Las respuestas tampoco variaron sustancialmente al usar elementos con diferente longitud característica. Esto se debe a que los modelos constitutivos considerados para el hormigón, Parabólico en compresión y Hordijk en tracción, regularizan la relación tensión-deformación en función del tamaño del elemento para mantener constante la energía de fractura, lo que minimiza los efectos del tamaño de la malla. El tiempo de ejecución del análisis puede disminuir en un 40% utilizando elementos 50% más grandes. La dispersión de la respuesta local es mayor que la dispersión en la respuesta global, al considerar diferentes parámetros de modelado. La dispersión aumenta a medida que aumenta el nivel de demanda.

Agradecimientos

Esta investigación ha sido financiada por la Agencia Nacional de Investigación y Desarrollo de Chile (ANID, ex CONICYT), CONICYT / FONDECYT / 11170514. El primer autor también agradece el apoyo de CONICYT PFCHA / DOCTORADO BECAS CHILE / 2018-21181019.

Bibliografía

- British Standard Institution. (2005). Eurocode 2: design of concrete structures-part 1-1: general rules and rules for buildings.
- Coleman, J., & Spacone, E. (2001). Localization issued in force-based frame elements. *Journal of Structural Engineering*, 127(11), 1257–1265.
- Comité Euro-International du Béton. (1990). CEB-FIP model code 1990 (pp. 1–463).
- Dashti, F., Dhakal, R., & Pampanin, S. (2017). Numerical Modeling of Rectangular Reinforced Concrete Structural Walls. *Journal of Structural Engineering*, 143(6), 1–14.
- Desalvo, G., & Swanson, J. (1983). ANSYS Theoretical Manual. Swanson Analysis Systems.
- Feenstra, P., Rots, J., Arnesen, A., Teigen, J., & Hoiseth, K. (1998). A 3D constitutive model for concrete based on a co-rotational concept. Euro-C 1998 Conference on Computational Modelling of Concrete Structures, Badgastein, Austria, 31 March-3 April (p. 13).
- Filippou, F., Popov, E., & Bertero, V. (1983). Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints. Report No. UCB/EERC-8, 137–147.
- Fischinger, M., Isakovic, T., & Kante, P. (2004). Seismic vulnerability evaluation of lightly reinforced walls. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.
- Fischinger, M., Kante, P., & Isakovic, T. (2017). Shake-table response of a coupled RC wall with thin T-shaped piers. *Journal of Structural Engineering*, 143(5), 04017004.
- Hendriks, M. A., de Boer, A., & Belletti, B. (2017). Guidelines for nonlinear finite element analysis of concrete structures. Rijkswaterstaat Centre for Infrastructure, Report RTD, 1016-1.

- Hibbitt, H. (1984). ABAQUS/EPGEN, A General-Purpose Finite Element Code with Emphasis on Nonlinear Applications. *Nuclear Engineering and Design*, 77(3), 271–297.
- Hillerborg, A. (1983). Examples of practical results achieved by means of the fictitious crack model. *Prager Symp. on Mechanics of Geomaterials: Rocks, Concretes, Soils* (pp. 611-614).
- Jünemann, R., de la Llera, J. C., Hube, M. A., Vásquez, J. A., & Chacón, M. F. (2016). Study of the damage of reinforced concrete shear walls during the 2010 Chile earthquake. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, March, 679–698.
- Kolozvari, K., Biscombe, L., Dashti, F., Dhakal, R., Gogus, A., Gullu, M. F., Henry, R., Massone, L., Orakcal, K., Rojas, F., Shegay, A., & Wallace, J. (2019). State-of-the-art in nonlinear finite element modeling of isolated planar reinforced concrete walls. *Engineering Structures*, 194(April), 46–65.
- Kolozvari, K., Orakcal, K., & Wallace, J. W. (2018). New openses models for simulating nonlinear flexural and coupled shear-flexural behavior of RC walls and columns. *Computers & Structures*, 196, 216–262.
- Kolozvari, Kristijan, Tran, T. A., Orakcal, K., & Wallace, J. W. (2015). Modeling of Cyclic Shear-Flexure Interaction in Reinforced Concrete Structural Walls. II: Experimental Validation. *Journal of Structural Engineering*, 141(5), 04014136.
- Lowes, L., Lehman, D., & Baker, C. (2016). Recommendations for modeling the nonlinear response of slender reinforced concrete walls using PERFORM-3D. 2016 SEAOC Convention.
- Lowes, L. N., Lehman, D. E., & Whitman, Z. (2019). Investigation of failure mechanisms and development of design recommendations for flexural reinforced concrete walls. *Engineering Structures*, 186(June 2017), 323–335.
- Ma, J., & Li, B. (2019). Seismic Behavior of L-Shaped RC Squat Walls under Various Lateral Loading Directions. *Journal of Earthquake Engineering*, 23(3), 422–443.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826.
- Massone, L. M., Orakcal, K., & Wallace, J. W. (2006). Shear-flexure interaction for structural walls. *Special Publication*, 236, 127–150.
- Nakamura, H., & Higai, T. (2001). Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete. *Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads*, ASCE, 471–487.
- Ngo, D., & Scordelis, A. (1967). Finite element analysis of reinforced concrete beams. *Journal Proceedings*, 64(3), 152–163.
- Panagiotou, M., Restrepo, J. I., Schoettler, M., & Kim, G. (2012). Nonlinear cyclic truss model for reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal*, 109(2), 205.
- Pugh, J. S., Lowes, L. N., & Lehman, D. E. (2015). Nonlinear line-element modeling of flexural reinforced concrete walls. *Engineering Structures*, 104, 174–192.
- Saritas, A., & Filippou, F. C. (2013). Analysis of rc walls with a mixed formulation frame finite element. *Computers and Concrete*, 12(4), 519–536.
- Sritharan, S., Beyer, K., Henry, R. S., Chai, Y. H., Kowalsky, M., & Bull, D. (2014). Understanding poor seismic performance of concrete walls and design implications. *Earthquake Spectra*, 30(1), 307–334.
- Thomsen, J. H. (1995). *Displacement Based Design of Reinforced Concrete Structural Walls*. Dissertation, 274.



- Thomsen, J. H., & Wallace, J. W. (2004). Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls-Experimental Verification. *Journal of Structural Engineering*, 130(4), 618–630.
- TNO DIANA (2018) DIANA finite element analysis user manual (Release 10. 2DIANA FEA BV, Delft, The Netherlands).
- Vásquez, J. A., Jünemann, R., de la Llera, J. C., M.EERI, Hube, M. A., & Chacón, M. F. (2021). Three-dimensional nonlinear response history analyses for earthquake damage assessment: A reinforced concrete wall building case study. *Earthquake Spectra*, 37(1), 235–261.
- Vecchio, F. (1989). Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete membranes. *ACI Structural Journal*, 86(1), 26–35.
- Vulcano, A., Bertero, V. V., & Colotti, V. (1988). Analytical modeling of R/C structural walls. In 9th World Conference on Earthquake Engineering (pp. 41–44).
- WonG, P., & Vecchio, F. (2006). *VecTor2 and FormWorks user's manual*.

Análisis y Comparación de Metodologías de Rehabilitación Sísmica de Estructuras Metálicas

Analysis and Comparison of Seismic Rehabilitation Methodologies for Metallic Structure

Betzabeth Suquillo-Ronquillo^{1,2}; Michael Llumiquinga-Suquillo²

¹Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil, Santiago de Chile-Chile, bsuquillo@ug.uchile.cl

²SyllCons, Consultoría en Ingeniería y Construcción, Quito-Ecuador, ing.syllcons@gmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.31243/id.v15.2022.1595>

Resumen

La rehabilitación sísmica de edificios consiste en la evaluación y diseño de sistemas de rehabilitación, para modificar el desempeño sísmico de edificaciones existentes en base al cumplimiento de un objetivo de desempeño sísmico (Guevara et al., 2015). El presente artículo analiza las metodologías de rehabilitación sísmica más relevantes para una estructura metálica tipo industrial. En la actualidad no existe una metodología considerada la más eficiente para todas las estructuras bajo una sollicitación dinámica (Gómez et al., 2008) por lo que este artículo nos permitirá conocer la influencia de diferentes parámetros como costo, tiempo, condición arquitectónica/operacional, material/mano de obra disponible en el sitio y principalmente de su comportamiento estructural para la selección de una metodologías de rehabilitación sísmica, lo cual se realizó mediante el análisis global y local de cada uno de los elementos que conforman una estructura metálica tipo industrial con el fin de comparar y seleccionar la metodología de rehabilitación más óptima para este tipo de sistemas.

Palabras clave: *Estructura metálica, rehabilitación sísmica, demanda/capacidad.*

Abstract

Seismic retrofitting of buildings consists of the evaluation and design of retrofit systems to modify the seismic performance of existing buildings based on meeting a seismic performance target (Guevara et al., 2015). This article analyzes the most relevant seismic retrofit methodologies for an industrial type steel structure. Currently, there is no methodology considered the most efficient for all structures under dynamic stress (Gómez et al., 2008), so this article will allow us to know the influence of different parameters such as cost, time, architectural/operational condition, material/manpower available at the site and mainly its structural behavior for the selection of a seismic rehabilitation methodology, which was performed through the linear and nonlinear analysis of an industrial type steel structure for the selection of the most optimal rehabilitation methodology for this type of systems.

Keywords: *Metallic, industrial building, deficiency, seismic rehabilitation, demand /capacity.*

Introducción

La rehabilitación sísmica de estructuras existentes consiste en aquellos procedimientos de carácter preventivo aplicados en una estructura que bajo la interacción de cargas gravitacionales es funcional, pero su comportamiento ante sollicitaciones dinámicas debe ser analizado de tal manera que se cumplan criterios de seguridad y desempeño. Un análisis de rehabilitación sísmica de acuerdo con Crisafulli (2018) debe ser considerado cuando la estructura no cumple con los requerimientos de diseño sismorresistente de las normas actuales o su vez la estructura tiene varios años de haber sido construida.

El tipo de construcción más usado en Ecuador son las estructuras de concreto (García et al., 2016), pero conforme avanza las investigaciones, diversos materiales para la construcción van tomando trascendencia, como es el caso de las estructuras de acero que en los últimos años han tomado gran importancia en nuestro medio (naves industriales, edificios, cubiertas).

El Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI) como ente encargado ha elaborado la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC 2015) específicamente NEC-SE-RE: Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras (NEC-SE-RE, 2015), cuyos criterios tienen origen en lo establecido en la norma ASCE 41-17, cuyo objetivo busca que gran parte de las estructuras rehabilitadas conforme a los parámetros establecidos en las normas antes mencionadas, bajo efectos del sismo de diseño produzcan niveles de desempeño considerados aceptables, pero la existencia de la NEC-SE-RE no garantiza su fiel cumplimiento de tal manera que se alcance tal desempeño, sino más bien enfatiza la necesidad de realizar una investigación refinada del comportamiento y evaluación de las construcciones, de ser imperioso mediante un análisis no lineal (Loaiza Tacury, 2018).

Para la selección de la estrategia de rehabilitación sísmica en una estructura se consideran varios factores, entre los más representativos tenemos: diagnóstico estructural, costo, condición arquitectónica / operacional, disponibilidad material / mano de obra en el lugar de emplazamiento del proyecto y tiempo de ejecución (Crisafulli, 2018).

La implementación, reducción o restitución de elementos en una estructura modifica el comportamiento estructural de la misma de acuerdo en lo expuesto por Ito y Muri (2016), de tal manera que confirman una mejora significativa en la resistencia y ductilidad luego de la rehabilitación de los elementos intervenidos.

Por tal, las metodologías de rehabilitación sísmica de estructuras existentes se categorizan en: modificación local de componentes, remoción o reducción de irregularidades, rigidizado global de la estructura, reforzamiento global de la estructura y reducción de masa (FEMA 356, 2000).

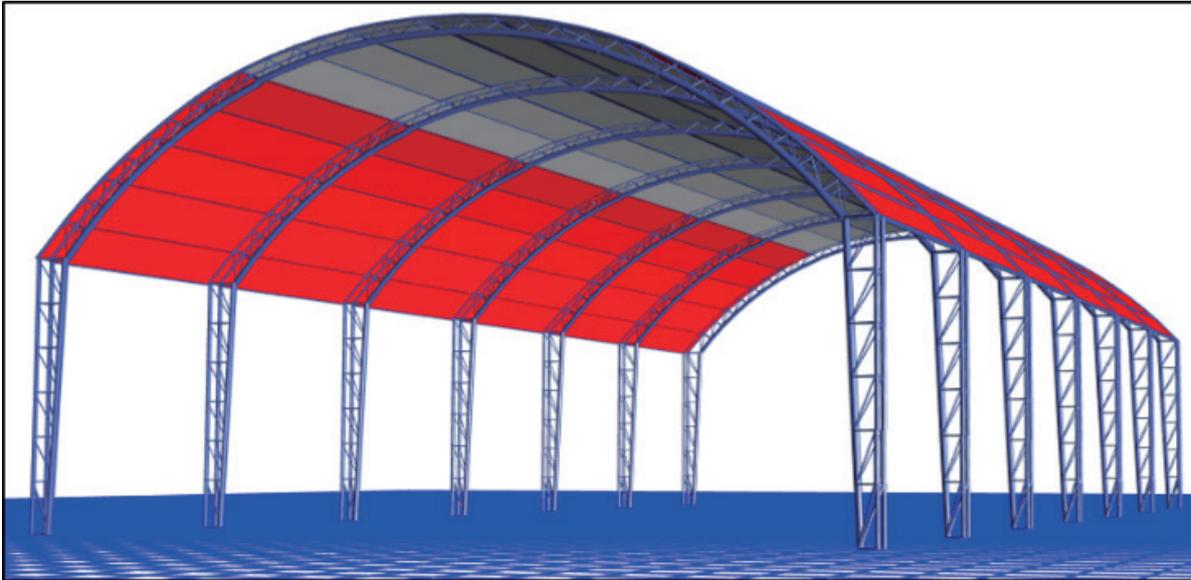
Materiales y Metodología

La estructura empleada para el análisis fue seleccionada debido a su geometría y configuración estructural, siendo considerada como una estructura representativa porque simboliza a la mayor parte de las construcciones de acero tipo industrial construidas en nuestro medio como se muestra en la Figura 1.

El tipo de material utilizado en la estructura es el acero normalizado ASTM A36 y los elementos que forman parte de la estructura sismorresistente cumplen estándares de diseño y resistencia dictados por la

ANSI/AISC 360-16 y ANSI/AISC 341-16 como normas internacionales y la NEC-15 como norma local; de tal manera que presente una adecuada ductilidad y resistencia.

Figura 1. Modelado de la estructura seleccionada para la rehabilitación sísmica



Medidas de rehabilitación sísmica. - La aplicación de una metodología de rehabilitación en una estructura metálica tipo industrial depende de las deficiencias o problemas identificados mediante un análisis del comportamiento estructural de la edificación, clasificándolos en (FEMA 356, 2000):

1. Modificación local de componentes. - Mejora las conexiones de los elementos estructurales o incrementa su resistencia y/o capacidad de deformación, sin alterar la configuración general de la estructura.

Esta metodología de rehabilitación es posible mediante la utilización de:

- Adición de perfiles metálicos en elementos existentes
- Cambio de sección del elemento estructural
- Placas de acero para confinamiento de columnas

2. Refuerzo global de la estructura. - Incrementa la resistencia de todo el sistema estructural cuando la respuesta inelástica global de la estructura se inicia a niveles de resistencia menores que el nivel de diseño seleccionado inicialmente para la evaluación.

Las propuestas de rehabilitación para refuerzo global son:

- Reforzamiento de elementos existentes.- consistiendo en la aplicación de los mismos métodos para el caso de modificación local de componentes estructurales.
- Incorporar nuevos elementos estructurales

- Muros de corte con placas de acero

3. Eliminación o reducción de irregularidades existentes. - Esta estrategia se emplea cuando los procesos de evaluación y análisis indican que la existencia de irregularidades de masa, resistencia o rigidez afectan para una adecuada respuesta de la estructura. La presencia de las mismas suele ocurrir por discontinuidades presentes en la estructura.

Esta metodología se realiza mediante:

- Incorporación de riostras de acero.

4. Rigidización global de la estructura. - Se emplea cuando se requiere incrementar la rigidez lateral de la estructura.

La propuesta de rehabilitación para este método se obtiene por medio de:

- Arriostramiento metálico (pórticos con arriostramiento concéntrico y excéntrico).

5. Reducción de masas. - Esta metodología se emplea cuando se identifica que la estructura soporta grandes cargas (demanda de resistencia), en especial debido a la carga muerta que es soportada directamente por los elementos estructurales.

La propuesta de rehabilitación consiste en:

- Eliminando elementos existentes pesados, tales como: particiones internas, contrapisos, acabados de piedras, equipamiento, entre otros.
- Reemplazo de elementos no estructurales más livianos que los existentes.

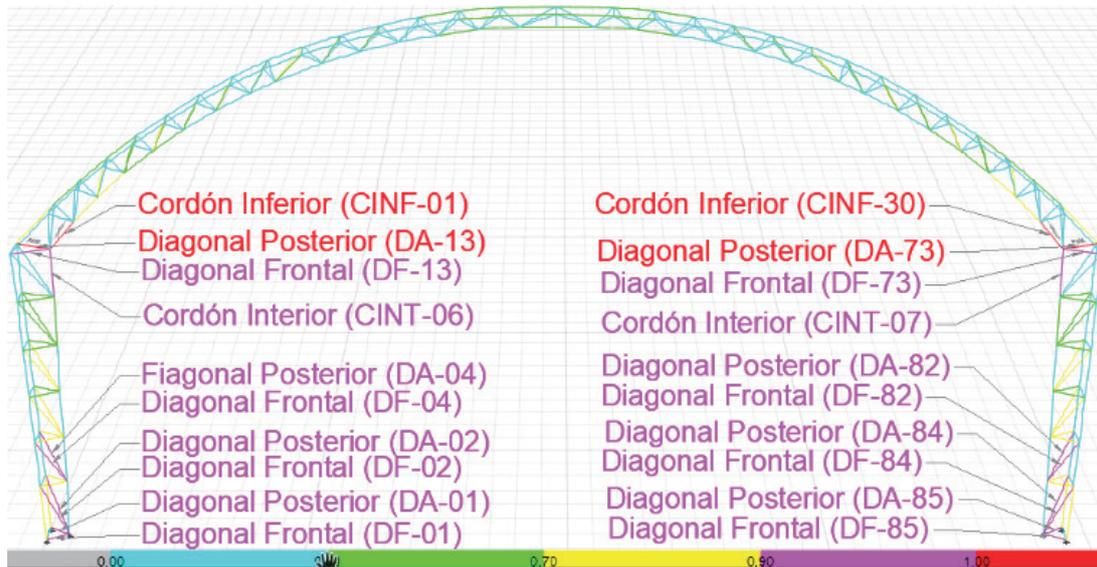
El análisis de las propuestas de rehabilitación se realiza mediante la comparación del comportamiento de la estructura en estado inicial y después de haber sido rehabilitada, además estudia la relación demanda / capacidad, obteniendo de esta forma la propuesta óptima de rehabilitación sísmica para este tipo de estructuras metálicas.

Análisis y Resultados

Análisis Estructura Estado Inicial. - El análisis de la estructura en estado inicial permite conocer el comportamiento de la estructura, así como las patologías, deficiencias o problemas estructurales, incluyendo la relación demanda / capacidad de los elementos.

Los elementos identificados en la Figura 2 presentan una relación demanda / capacidad mayor al 85%, por tanto son propensos a fallar por lo que necesitan ser intervenidos, este comportamiento se presenta en los pórticos internos de la estructura.

Figura 2. Elementos seleccionados para la rehabilitación sísmica



Nota: Pórtico interno tipo de la estructura, con elementos críticos con relación demanda/capacidad superior a 0.85.

Selección Metodología de Rehabilitación. - Mediante el análisis lineal dinámico de la estructura se conoce el comportamiento estructural, por el cual se determina la metodología de rehabilitación sísmica aplicable, como se muestra en la Tabla 1, obteniendo que la metodología de rehabilitación sísmica necesaria en una estructura metálica tipo industrial es a través de la “modificación local de componentes”.

Las propuestas de rehabilitación sísmica de la metodología modificación local de componentes son: colocación de placas de acero, cambio de sección y colocación de diagonales de acero, según el tipo de peligro identificado al estudiar el comportamiento de las secciones anteriormente señaladas como “críticas” o proclives a fallar, tal como se detalla en la Tabla 2, mostrando algunas ventajas de esta metodología como se muestra en la Tabla 3.

Tabla 1. Comparación de distintas metodologías de rehabilitación sísmica para la estructura en análisis

Metodología de rehabilitación sísmica	Descripción	Solicitaciones del Diagnóstico Estructural	
		Necesita	No Necesita
Modificación local de componentes	Mejora conexiones, resistencia y capacidad de deformación de los elementos	X	
Remoción o reducción de las irregularidades	Reduce discontinuidades en la estructura e irregularidad de masa y rigidez		X
Rigidizado global de la estructura	Reduce desplazamientos laterales de la estructura		X
Reforzamiento global de la estructura	Incrementa resistencia de toda la estructura		X
Reducción de Masa	Disminuye demanda de resistencia y desplazamiento		X

Tabla 2. *Propuestas para la modificación local de componentes*

Tipo de falla a ocurrir	Propuesta de Rehabilitación
Compresión	Placa de acero
Compresión	Diagonal de acero
Tensión o Momento	Cambio de sección

Tabla 3. *Ventajas y características de la metodología de modificación local de componentes*

Procedimiento	Comportamiento
Placas de Acero	<ul style="list-style-type: none"> - Mejora la rigidez de diagonales. - Aumenta la capacidad de soportar las fuerzas de tensión provenientes de riostras concéntricas o excéntricas (Chevron o K) en las vigas. - Fortalece los empalmes de columnas u conexiones.
Diagonales de acero	<ul style="list-style-type: none"> - Eliminan las excentricidades de las conexiones si se colocan adecuadamente. - Soportan los elementos a tensión de las riostras tipo Chevron o K, cuando estos presentan pandeo por compresión.
Cambio de sección	<ul style="list-style-type: none"> - Mejora la rigidez de diagonales.

El análisis lineal dinámico indicó que en una estructura industrial los elementos que se necesitan rehabilitar se encuentran en zonas denominadas críticas, debido a que existe una mayor concentración de esfuerzos debido a la interacción entre distintos elementos estructurales, como es el caso de la unión cercha-columna y columna-base, como se ilustra en la Figura 2.

En la unión cercha - columna, la concentración de esfuerzos en los elementos se produce debido a la presencia de cargas de compresión, mismas que son capaces de provocar que el tipo de falla en dichos elementos sea por pandeo, mientras que en la parte inferior de las columnas, donde la fuerza que predomina sobre los elementos es la tensión, provocarían que los elementos superen su capacidad a tracción y se rompan.

El comportamiento antes descrito se genera en cada uno de los pórticos que conforman la estructura, en la Tabla 4 se presenta un resumen del comportamiento de los elementos con mayor probabilidad de sufrir daño (Figura 2) y su respectiva propuesta de rehabilitación sísmica, conforme a lo expuesto en la Tabla 2.

Tabla 4. Resumen de rehabilitación sísmica en elementos críticos

Elemento	Comportamiento soportado	Propuesta de rehabilitación
DF-01	Momento	Cambio sección
DA-01	Momento	Cambio sección
DF-02	Tensión	Cambio sección
DA-02	Tensión	Cambio sección
DF-04	Tensión	Cambio sección
DA-04	Tensión	Cambio sección
CINT-06	Compresión	Diagonales
CINF-01	Compresión	Placa de acero
CINF-30	Compresión	Placa de acero
DF-13	Compresión	Placa de acero
DA-13	Compresión	Placa de acero
DF-73	Compresión	Placa de acero
DA-73	Compresión	Placa de acero
CINT-07	Compresión	Diagonales
DF-82	Tensión	Cambio sección
DA-82	Tensión	Cambio sección
DF-84	Tensión	Cambio sección
DA-84	Tensión	Cambio sección
DF-85	Momento	Cambio sección
DA-85	Momento	Cambio sección

Adicional de ello toda propuesta de rehabilitación debe ser analizada en base a parámetros como condición arquitectónica/operacional, materiales y mano de obra disponibles en el lugar, costo y tiempo con el fin de evaluar si son factibles o no las diferentes propuestas, por lo que en la Tabla 5 se presenta dicho análisis para algunos elementos del pórtico más desfavorable considerando los diferentes cambios de perfiles (O 3", e =1,5 mm de espesor) y colocaciones de placas de acero (16x70x1 cm).

Tabla 5. Análisis de parámetros para propuesta de rehabilitación sísmica

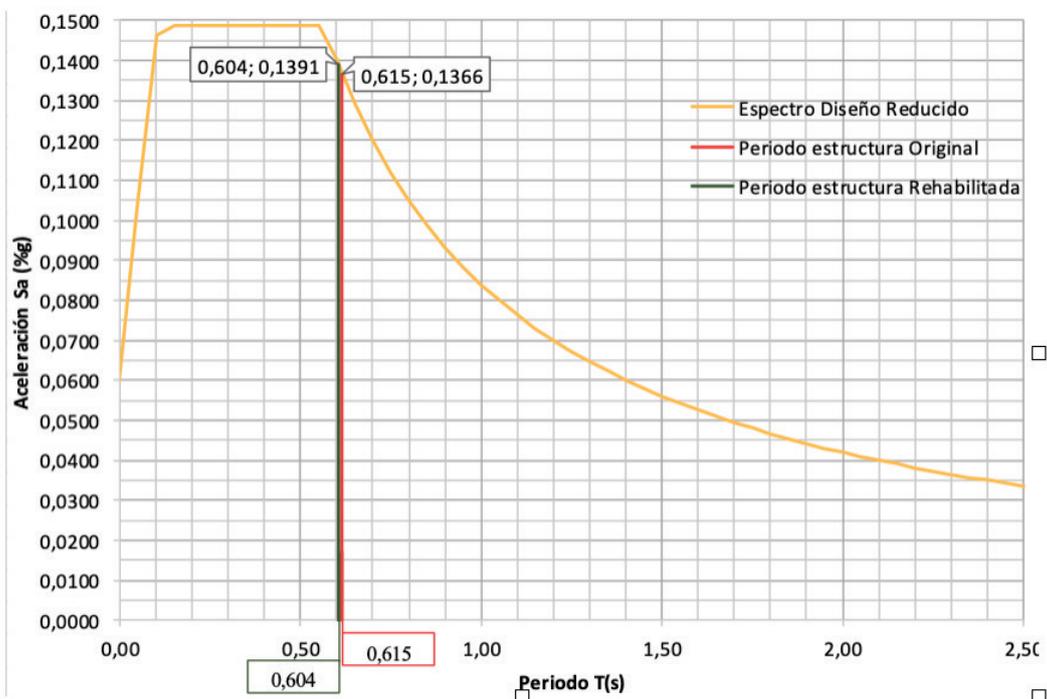
Elemento	Propuesta de rehabilitación	Condición arquitectónica/operacional	Materiales/Mano de Obra	Costo (kg)	Tiempo (h)
DF-01/DA-01	Cambio sección	Restringido el paso	Si	1.91	0.76
DF-02/DA-02	Cambio sección	Restringido el paso	Si	5.43	2.17
DF-04/DA-04	Cambio sección	Restringido el paso	Si	2.57	1.03
CINT-06	Placa de Acero	Libre Ocupación	Si	7.85	2.51
	Diagonal	Libre Ocupación	Si	6.63	2.12
	Cambio de Sección	Restringido del paso	Si	21.66	8.67
CINF-01	Placa de Acero	Libre Ocupación	Si	8.79	2.81
	Diagonal	Libre Ocupación	Si	36.61	11.72
DF-84/DA-84	Cambio de Sección	Restringido del paso	Si	15.16	6.07
	Cambio sección	Restringido el paso	Si	5.43	2.17

Comparación Estructura Inicial vs Rehabilitada

• **Periodo de vibración.-** El periodo fundamental de la estructura rehabilitada varía en 0,011 segundos en relación con la estructura inicial debido a la modificación local de sus componentes.

Mediante el cambio de perfiles e implementación de nuevos elementos se logra rigidizar la estructura, teniendo en cuenta que una de las características de la modificación local de elementos es que no se altera el comportamiento global de la estructura, tan solo lo hace en los elementos intervenidos, esto se evidencia claramente con los resultados obtenidos, generando una reducción relativamente pequeña en el periodo de vibración para la estructura rehabilitada.

Figura 3. Periodos de vibración para estructura inicial vs estructura rehabilitada



• **Desplazamiento.-** La metodología de rehabilitación sísmica que influye en el comportamiento de los desplazamientos es la rigidización global de la estructura, mediante la colocación de arriostramientos metálicos, tal y como se lo detalla en el numeral 4 de la subsección de medidas de rehabilitación sísmica del presente artículo.

A partir de los desplazamientos se calcula las derivas inelásticas, estas últimas representan el desplazamiento relativo entre dos puntos consecutivos de la estructura en función de su elevación.

Se identifica que el máximo desplazamiento de la estructura en el sentido X en estado inicial es 0,5171 cm, mientras que cuando se aplica la rehabilitación sísmica de modificación local de elementos expuestos a lo largo del artículo es 0,5145 cm.

La deriva máxima inelástica de la estructura inicial en sentido X es 0,0043 m/m, cuando se aplica la

rehabilitación sísmica la deriva es 0,0044 m/m.

En el sentido Y se obtiene un desplazamiento inicial igual a 1,455 cm y cuando se aplica la metodología de rehabilitación el desplazamiento disminuye a 1,435 cm.

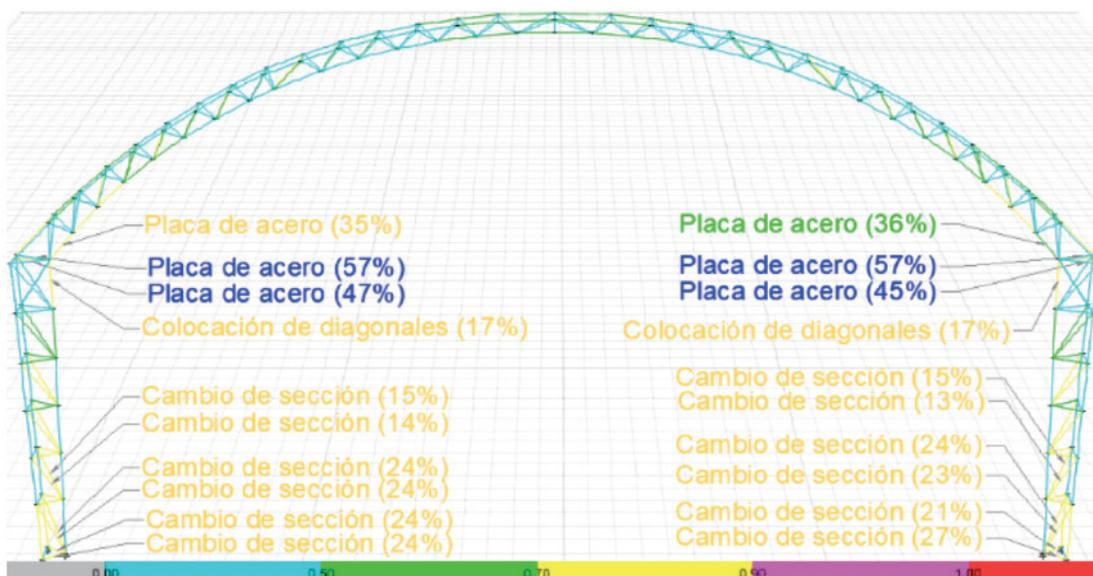
Inicialmente la deriva máxima inelástica de piso en sentido Y es 0,0169 m/m y cuando se aplica la rehabilitación se obtiene un valor de 0,0169 m/m.

Se observa que el sistema sismoresistente principal de la estructura está en el sentido X, obteniendo las derivas más pequeñas en este sentido, mientras que en el sentido Y la máxima deriva obtenida es inferior al 0,02 m/m, valor que indica la norma NEC-SE-DS como la deriva máxima para una estructura de este tipo, por ende la estructura en cuestión no presenta inconvenientes en cuanto a dicho parámetro de evaluación.

Mediante el análisis de estos resultados, se puede verificar que las metodologías de rehabilitación sísmica empleadas (modificación local de componentes), están correctamente aplicadas, ya que cumplen satisfactoriamente con el comportamiento esperado conforme a lo expuesto en la teoría de la subsección de Medidas de rehabilitación sísmica.

- **Relación demanda/capacidad de elementos.-** En la Figura 4 se evidencia la reducción de la relación demanda/capacidad al aplicar las distintas propuestas de rehabilitación sísmica mediante la modificación local de componentes, enunciadas en la Tabla 3.

Figura 4. Reducción de relación demanda/capacidad de la estructura rehabilitada



Nota: Pórtico interno tipo de la estructura, con elementos rehabilitados con incremento en su relación demanda/capacidad.

La implementación de los métodos de rehabilitación sísmica en los elementos reduce la relación demanda/capacidad, denotando que la utilización de placa de acero incrementa hasta un 57% la resistencia del elemento, la colocación de diagonales redujo la demanda/capacidad un 17%, mientras que el cambio de sección permitió un aumento del 24% la relación demanda/capacidad de los distintos elementos.

Figura 5. Variación razón demanda/capacidad de estructura inicial-estructura rehabilitada

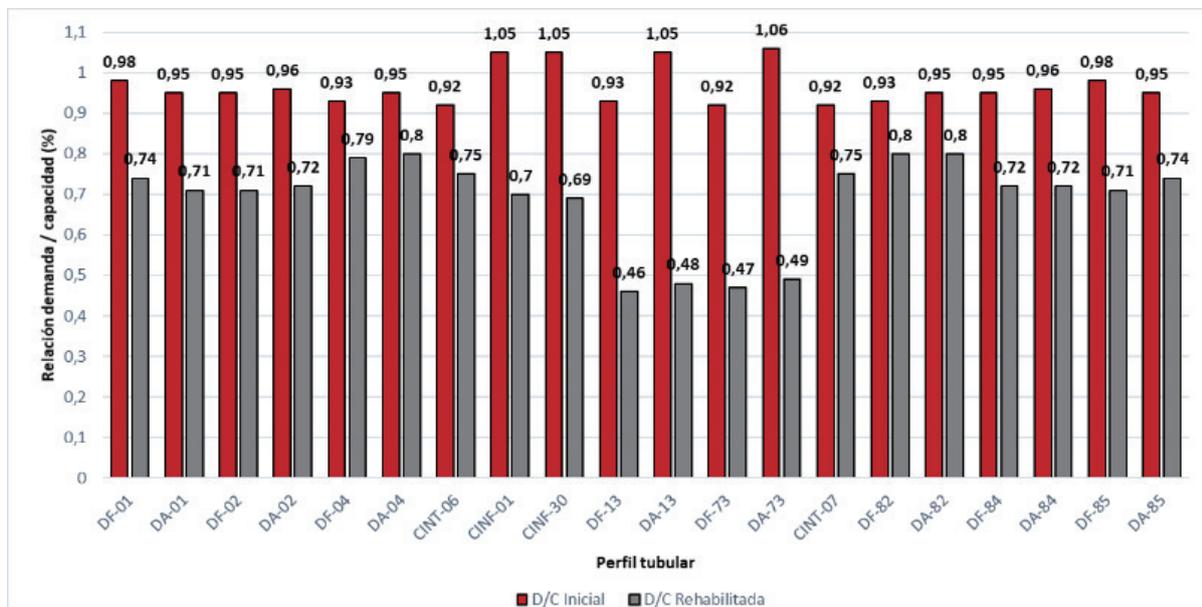
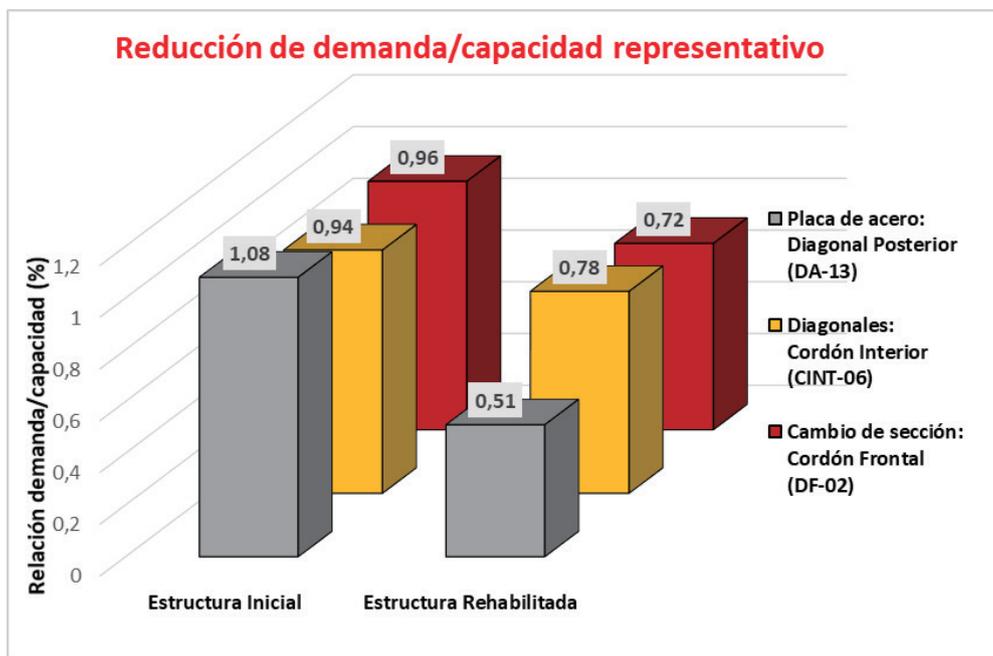


Figura 6. Variación representativa demanda/capacidad para elementos tipo



• **Costo de aplicación de rehabilitación sísmica.-** El presupuesto de ejecución para la rehabilitación sísmica de la estructura es de 1.129 dólares con 93 centavos estadounidenses (\$ 1.1129,93), como se detalla en la Tabla 6 y el tiempo estimado de duración para los trabajos es de 15 días.

Estos valores se obtuvieron realizando un análisis de precios unitarios, la remuneración de la mano de obra y jornada laboral se apegan a lo dispuesto por las leyes ecuatorianas, de igual manera el precio de los materiales se ajustan a la oferta del mercado a la fecha de la realización del presente artículo.

Tabla 6. Presupuesto referencial para aplicación de rehabilitación sísmica

"ANÁLISIS Y COMPRACIÓN DE METOLOGÍAS DE REHABILITACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS METÁLICAS"					
PRESUPUESTO DE REHABILITACIÓN SÍSMICA					
TABLA DE DESCRIPCIÓN DE RUBROS, UNIDADES, CANTIDADES Y PRECIOS					
RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
PERFILES DE ACERO					
01	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN PERFILES DE ACERO	kg	189,59	2,73	517,01
02	REMOCIÓN Y COLOCACIÓN PERFILES DE ACERO	kg	99,03	4,94	489,02
03	LIMPIEZA DE OBRA	m ²	705,96	0,18	123,90
TOTAL:					1.129,93
SON: MIL CIENTO VEINTINUEVO, 93/100 DÓLARES ESTADOUNIDENSES					
TIEMPO ESTIMADO: 15 DÍAS					

Como se puede observar en la Tabla 6, el precio unitario del Rubro 01 es menor que el del Rubro 02, mientras la cantidad de ejecución en obra del Rubro 02 es menor respecto al Rubro 01, generando que el precio total del Rubro 01 represente la mayor parte del presupuesto de rehabilitación.

Este fenómeno es debido a que el **Rubro 01: Suministro y colocación de perfiles de acero** posee menor costo por Kg de ejecución, pero contiene un mayor peso de acero, esto ocurre porque este rubro hace referencia a la colocación de diagonales y placas de acero que, aunque son pocas las intervenciones de este tipo, son más costosas ya que se requiere un espesor considerable para que las placas resistan los esfuerzos de pandeo debido a la fuerza de compresión y esfuerzos cortantes.

En contra parte el **Rubro 02: Remoción y colocación de perfiles de acero**, comprende únicamente la propuesta de rehabilitación por cambio de sección, siendo este tipo de rehabilitación la que más veces se aplica; posee una menor magnitud, debido a que la gran resistencia del acero a la tracción, permite que se requiera un menor volumen para lograr la rehabilitación solicitada.

Conclusiones

Se analizó las metodologías de rehabilitación sísmica expuestas en las normas NEC-SE-RE 2015 y ASCE/SEI 41-17 para estructuras metálicas existentes tipo industrial, determinando que en este tipo de estructuras las metodologías aplicables son la modificación local de componentes, remoción o reducción de irregularidades, rigidizamiento global de la estructura, reforzamiento global de la estructura y reducción de masa, cada una aplicable de acuerdo a las deficiencias identificadas en la etapa de evaluación.

Se observó que, en este tipo de estructuras, el principal modo de daño es por la falla local de elementos, identificando que los tipos de fallas más frecuente es debida a la compresión, tracción y momento que experimentan los perfiles, por tanto, la metodología de rehabilitación sísmica óptima es la modificación local de componentes.

Se determinó que las propuestas de rehabilitación por medio de la metodología de modificación local de componentes aplicables son: la implementación de placas de acero o diagonales cuando la falla es por compresión, mientras que cuando sea por tracción o momento es aconsejable realizar un cambio de sección.

Se concluyó que las propuestas de rehabilitación sísmicas aplicadas son las más óptimas de acuerdo a los daños identificados, ya que los perfiles considerados como críticos tuvieron una reducción promedio de 0,27

en la relación demanda /capacidad, siendo la colocación de placa metálica la que mayor beneficio produce, pero en grandes áreas es la más costosa.

Agradecimientos

El presente trabajo de investigación inició gracias al estudio realizado por el estudiante Guerrero Flores Héctor Octavio, cuyos resultados fueron de gran aporte para este artículo. Agradeciendo su especial contribución y deseándole muchos éxitos profesionales y personales.

Bibliografía

- Aguiar, R., García, L., Menéndez, E., Zevallos, M., y Palacios, J. (2016). Análisis y reforzamiento de una estructura afectada por el terremoto del 16 de abril del 2016. *Riemat*. 1(1), 1–16.
- A.S.C.E. (2017). ASCE / SEI 41 – 17: Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. American Society of Civil Engineers, Virginia, U.S.A.
- A.I.S.C. (2016). ANSI / AISC 341-16: Seismic provisions for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, IL.
- A.I.S.C. (2016). ANSI / AISC 360-16: Specification for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, IL.
- Crisafulli, F. J. (2018). Diseño sismorresistente de construcciones de acero. Mendoza, Argentina: Alacero.
- F.E.M.A. (2000). FEMA 356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., U.S.A.
- Gómez D., Marulanda J. & Thomson P. (2008). Control Systems for Dynamic loading protection of Civil Structures. *DYNA*. Vol.75, pp.77-89.
- Guerrero D.P. (2015). Evaluación técnica económica del diseño por desempeño de edificios con estructura de acero utilizando diversos tipos de arriostramientos laterales. *Escuela Politécnica Nacional.*, pp.17,81,82. Quito-Ecuador
- Guerrero H. (2020). Análisis de metodologías de rehabilitación sísmica de estructuras metálicas con aplicación en una edificación de tipo industrial ubicada en el cantón Ambato. *Universidad Técnica de Ambato*. pp.202. Ambato-Ecuador
- Ito, T., & Mori, K. (2016). Repair Method of Damaged Steel Framed Structures and Ultimate Seismic State of Repaired Steel Frames. *J. Civ. Environ. Eng.*, 3(2), 1 – 8. <http://dx.doi.org/10.4172/2165-784X.S3-002>.
- Loaiza Tacury, J. (2018). Estudio de los métodos de rehabilitación usados en edificios afectados por el sismo del 16 de abril de 2016 en el Ecuador. *Universidad Católica De Santiago de Guayaquil*.
- NEC-SE-DS (2015), Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente 2015. Miduvi-Camicon. Quito, Ecuador.
- NEC-SE-RE (2015), Norma Ecuatoriana de la Construcción: Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de estructuras 2015. Miduvi-Camicon. Quito, Ecuador.
- Santamaría Freire E.J., Pico Barrionuevo F.P. (2015). La calidad de vida del propietario de la empresa familiar, caso empresas de Ambato-Tungurahua. *Sotavento M.B.A.*, vol.25, pp.66-73.
- Vinnakota S. (2006). Estructuras de acero LRFD: Comportamiento. Primera Ed. México D.F.-México.

Desempeño de edificios de acero con masas de agua en movimiento concentradas en azotea, durante sismos intensos

Performance evaluation of steel buildings with roof concentrated water masses during intense earthquakes

Christian Medina-Robalino¹; Santiago Medina-Robalino²

¹Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Santiago - Chile, christian.medina@uchile.cl

²Universidad Técnica de Ambato, Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Ambato - Ecuador, wsmedina@uta.edu.ec

DOI: <http://dx.doi.org/10.31243/id.v15.2022.1596>

Resumen

El análisis de masas de agua en movimiento ubicadas en la azotea de edificaciones es un tema relevante en la ingeniería estructural, pues a menudo son causantes de daños severos durante eventos sísmicos intensos. Usualmente, este efecto es ignorado en el diseño sismorresistente. En el presente estudio, se abordó este problema a través del análisis dinámico no lineal (ADNL) de una estructura de marcos de acero de 15 pisos, sometida a un set de 7 registros de sismos de subducción chilenos escalados al espectro de diseño de NCh433. La edificación se representó mediante un modelo numérico bidimensional en el software OpenSEES, mientras que se utilizó el modelo desarrollado por Housner y la norma ACI350.3 a fin de representar el comportamiento hidrostático e hidrodinámico del agua en reposo y en movimiento respectivamente. Los resultados obtenidos muestran que además de modificarse los parámetros modales, el efecto del oleaje incrementa la demanda aceleración máxima de techo en un 30% y en un 10% los máximos desplazamientos y derivas de piso. Asimismo, la deformación residual obtenida al final del evento se incrementa considerablemente (63%), alcanzándose un mayor grado de daño estructural reflejado en la incursión inelástica de los elementos.

Palabras clave: *Análisis dinámico no lineal, desempeño sísmico, estructuras de acero, hidrodinámica en tanques.*

Abstract

The analysis of moving water masses located on the roof of buildings is a relevant topic in structural engineering since they often cause severe damage during intense seismic events. Usually, this effect is ignored in seismic design. This paper addresses the problem through the nonlinear dynamic analysis (NLRHA) of a 15-story steel frame structure subjected to a set of 7 Chilean subduction earthquake records scaled to the NCh433 design spectrum. The building was represented by a two-dimensional numerical model in OpenSEES software, while the model developed by Housner and the ACI350.3 standard were used to represent the hydrostatic and hydrodynamic behavior of water at rest and in motion, respectively. The results show that besides modifying the modal parameters, the effect of waves increases the maximum roof acceleration demand by 30% and the maximum displacements and floor drifts by 10%. Moreover, the residual deformation at the end of the event increases considerably (63%), reaching a higher degree of structural damage reflected in the inelastic behavior of the elements.

Keywords: *Nonlinear dynamic analysis, seismic performance, steel structures, tank hydrodynamics.*

Introducción

El suministro de agua en edificaciones de mediana y gran altura es un tema que, por lo general, se aborda con la presencia de grandes tanques contenedores que en ocasiones son colocados en la azotea, para aprovechar la presión por gravedad y disminuir el consumo energético por bombas hidrostáticas (Souza & Kalbusch, 2017). Adicionalmente, la construcción de piscinas en la última planta de este tipo de estructuras es una tendencia creciente, adoptada con el fin de dar valor agregado a las edificaciones residenciales (Domene & Saurí, 2006).

El problema que surge con la alta concentración de masa de agua en uno de los niveles de la edificación es que se modifica su comportamiento dinámico, por lo que la demanda de aceleraciones durante eventos sísmicos tiende a crecer, aumentando la probabilidad de fallos estructurales y no estructurales. Este problema se agrava a medida que la concentración de masa se ubica a mayor altura (Organización Panamericana de la Salud, 2004). La Figura 1 muestra los daños en un hospital causados por la presencia de un estanque de agua en el techo.

Figura 1. *Daños estructurales en un hospital causados por estanques de agua en el techo (Organización Panamericana de la Salud, 2004).*



A menudo, este efecto dinámico del agua es ignorado en el diseño, en el que se considera a la masa de agua únicamente como una presión estática en las paredes del tanque. Este modelo simula los efectos localizados en los elementos estructurales más próximos, pero desprecia la influencia en el comportamiento global de la edificación (Rumipamba, 2021). En este sentido, una de las soluciones que se pueden plantear es la de aislar el tanque de agua de la estructura principal, lo que puede incurrir en un costo económico considerable, y en algunas ocasiones técnicamente inviable.

Sin embargo, una de las alternativas es la construcción de un modelo riguroso que incluya la interacción

agua – estructura y la consecuente amplificación de demandas en el diseño sismorresistente (Anchoeira, 2017). Esto se lo puede realizar mediante un modelo hidrodinámico masa – resorte que simule el efecto del oleaje dentro del tanque contenedor de líquido.

Por otro lado, en la práctica chilena es muy común encontrar piscinas en azoteas en edificios residenciales, y aunque la estructuración por tradición consiste en sistemas muy rígidos compuestos por sistemas de muros de hormigón armado (Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica, 2017), existe también un porcentaje de estructuras de marcos destinadas a este uso. Este trabajo se enfoca en este último sistema estructural.

Por esta razón, la presente investigación toma relevancia al abordar el problema con el fin de disminuir la incertidumbre en la respuesta de este tipo de estructuras y mejorar su seguridad al momento de diseñarlas. Para esto, se realiza un análisis comparativo de la respuesta de una edificación de marcos de acero estructural de 15 pisos, considerando un modelo hidrostático en el que la presión del agua se aplica únicamente a las paredes del tanque y un modelo hidrodinámico en el que el agua se modela como una masa en movimiento. Estos modelos se someten a un set de 7 registros de sismos chilenos subductivos escalados al espectro de diseño NCh433 (NCh433: Diseño Sísmico de Edificios, 2012) y se evalúa su desempeño sísmico en función de las aceleraciones, velocidades, desplazamientos y mecanismo de colapso registrados.

Metodología

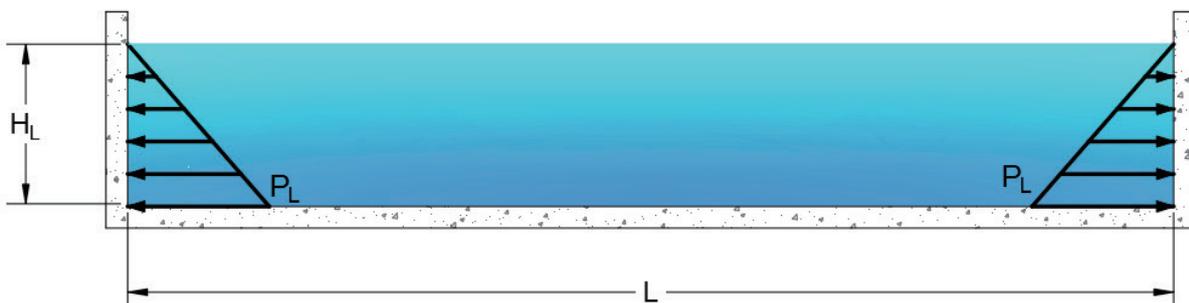
Modelo hidrostático

Este modelo considera que el agua ejerce una presión interior normal a las paredes del depósito que la contiene, la cual aumenta linealmente conforme aumenta su altura. Es así como, la presión P_L está definida únicamente por el peso específico γ_L y la altura de agua H_L .

$$P_L = \gamma_L H_L \quad (1)$$

En el caso de estudio se considera que en la azotea de la estructura existe un depósito de agua cuyas dimensiones son 10x5x1.5m que reflejan el tamaño promedio de una piscina y que equivale aproximadamente al 3.5% del peso de la estructura. La Figura 2 muestra las presiones consideradas en el modelo

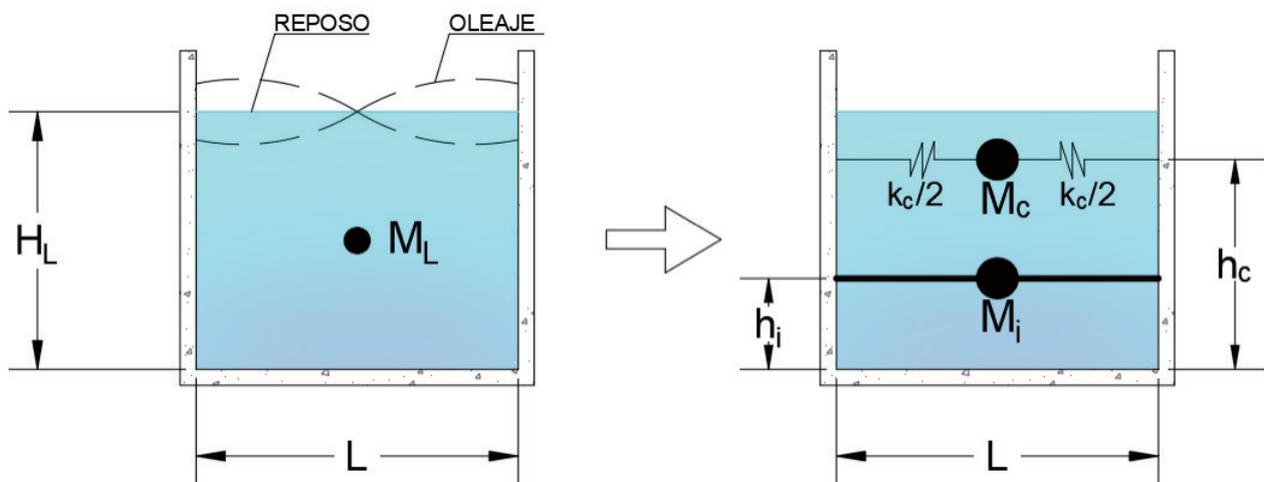
Figura 2. Modelo hidrostático del agua.



Modelo hidrodinámico

El modelo del comportamiento hidrodinámico se lo considera de acuerdo con la propuesta realizada por (Housner, 1957), que plantea que para un tanque rectangular de largo L y altura de agua H_L , la masa total de agua M_L se puede descomponer en una masa impulsiva M_i conectada rígidamente a las paredes del tanque a una altura h_i , más una masa convectiva M_c conectada a las paredes del tanque mediante resortes de rigidez k_c a una altura h_c . Esta última representa la masa de agua en movimiento que simula el oleaje dentro del tanque debido a acciones dinámicas (Newmark & Rosenblueth, 1982). La Figura 3 muestra el esquema del modelo.

Figura 3. Modelo hidrodinámico del agua.



Cabe mencionar, que este modelo ha sido adoptado por la normativa ACI 350.03-06 para el diseño sísmico de estructuras contenedoras de líquidos (American Concrete Institute, 2006), donde los parámetros del modelo se definen mediante las ecuaciones mostradas a continuación:

$$M_i = \frac{\tanh \tanh \left[0.866 \left(\frac{L}{H_L} \right) \right]}{0.866 \left(\frac{L}{H_L} \right)} W_L \quad (2)$$

$$M_c = 0.264 \left(\frac{L}{H_L} \right) \tanh \tanh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right] W_L \quad (3)$$

$$h_i = 0.375 H_L \quad (4)$$

$$h_c = \left[1 - \frac{\cosh \cosh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right] - 1}{3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \sinh \sinh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right]} \right] H_L \quad (5)$$

$$\lambda = \sqrt{3.16 g \tanh \tanh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right]} \quad (6)$$

$$k_c = \frac{\lambda^2}{L} M_c \quad (7)$$

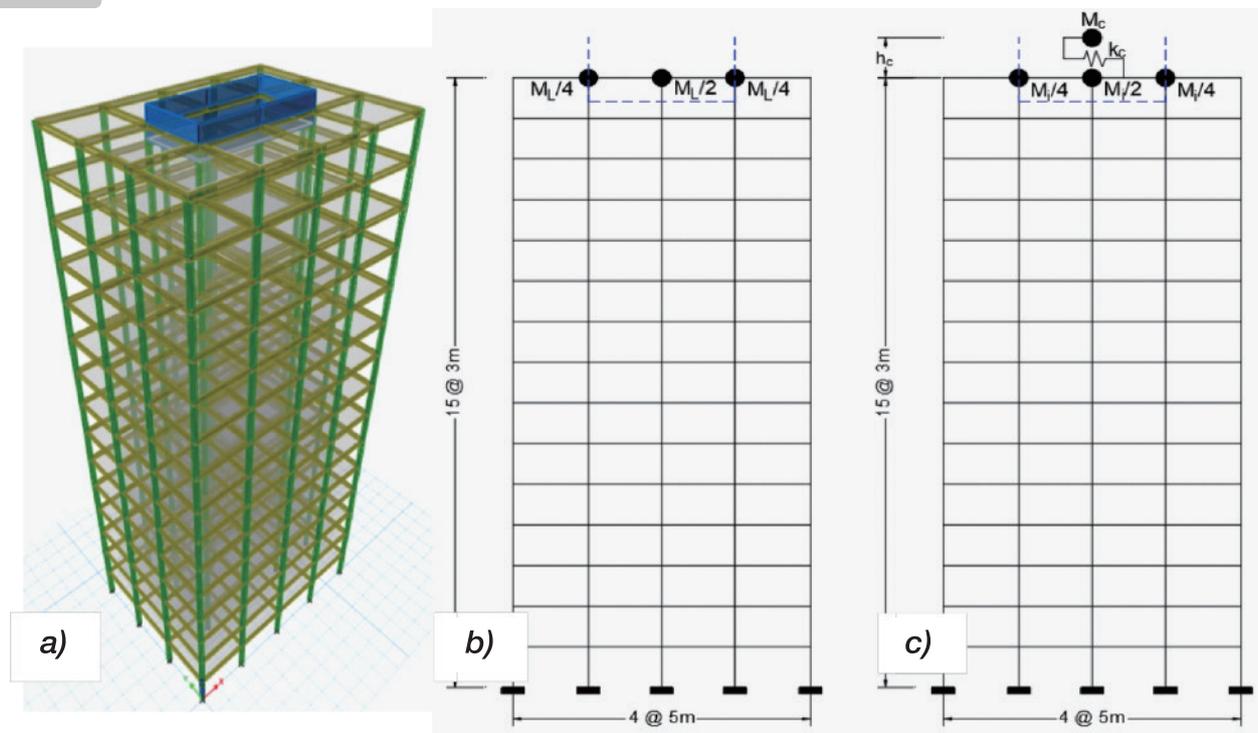
Modelo estructural

En la modelación numérica se emplea el software académico de uso libre OpenSEES (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2021), en el que se construye un sistema estructural bidimensional de marcos de acero a partir de elementos tipo viga – columna Bernoulli. El modelo base corresponde a una edificación de uso residencial de 15 pisos, situada sobre un suelo de rigidez media en la zona 3 de amenaza sísmica en territorio chileno. La estructura ha sido dimensionada de manera que se cumplan con los desplazamientos máximos permitidos por (NCh433: Diseño Sísmico de Edificios, 2012) para el sismo de diseño.

En cuanto a la condición de apoyo tanque – estructura, se considera que parte de los elementos de la edificación dan forma al tanque por lo que la interacción es a manera de un empotramiento y la transferencia de esfuerzos es total (Veletsos & Shivakumar, 1991).

En tal sentido, para modelo hidrostático, el 100% de la masa de agua M_L se asigna directamente a los nodos más cercanos proporcionalmente a su área tributaria, y de igual forma en el modelo hidrodinámico se aplica el mismo criterio para la masa impulsiva M_i . Para la masa convectiva M_c se crea un nodo adicional ubicado en el centroide del tanque a una altura h_c , el cual se conecta a la estructura mediante un resorte lineal de rigidez k_c que actúa en la horizontal.

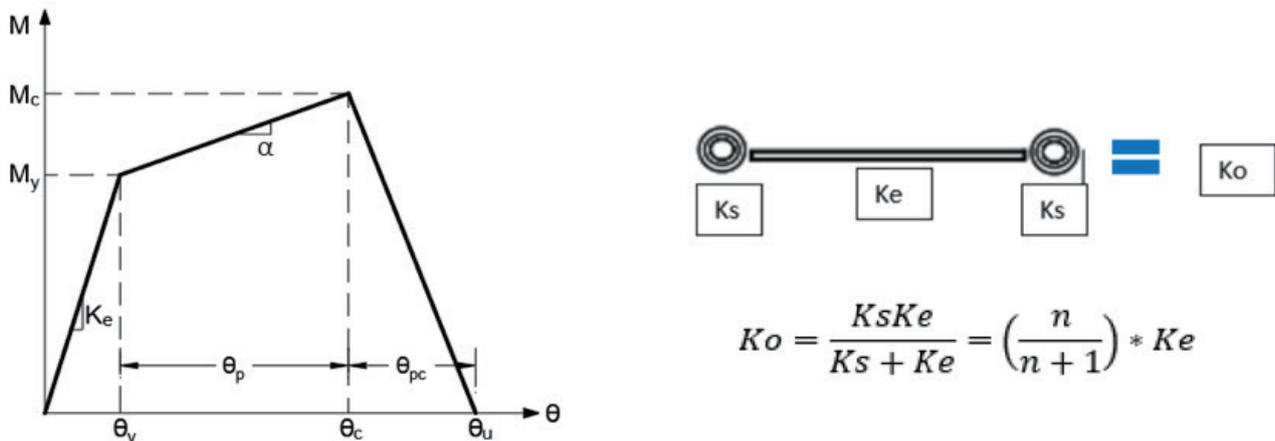
Figura 4. Estructura de acero 15 pisos: a) representación 3D b) modelo hidrostático c) modelo hidrodinámico.



Para todos los modelos, cada elemento viga – columna se compone de un segmento lineal elástico central provisto de resortes rotacionales en los extremos conectados en serie, en los cuales se concentra la no linealidad del material (modelo de plastificación concentrada). La rigidez elástica de estos resortes se modifica de manera que la rigidez global de la estructura sea idéntica a la rigidez de un modelo completamente elástico (Ibarra & Krawinkler, 2005). De igual manera, al modificarse la rigidez elástica del

resorte, se modifica el factor de rigidez post fluencia α con el fin de obtener la respuesta elástica esperada (Ibarra et al., 2005). La Figura 5 ilustra lo descrito.

Figura 5. Modelo de plastificación concentrada para elementos viga-columna de acero.



Los límites de deformación y criterios de aceptación se toman de los recomendados por (ASCE 41: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, 2017) para secciones de acero tipo I laminadas al calor, y recomendaciones adicionales de modelación (Bech et al., 2017). Se emplea un amortiguamiento tipo Rayleigh del 2.5% anclado al primer modo de vibración y al modo en el que se acumula al menos el 90% de participación de masa modal. Este se descompone en amortiguamiento proporcional a la masa asignado a todos los nodos que tienen masa y en amortiguamiento proporcional a la rigidez asignado únicamente al segmento elástico de los elementos; esto evita la generación de fuerzas amortiguadoras irreales dadas por el cambio brusco de rigidez en los resortes rotacionales (Zareian & Medina, 2010). Las ecuaciones 8 y 9 definen la modificación realizada para la asignación del amortiguamiento.

$$C = a_0 M + \beta' K_t \quad (8)$$

$$\beta' = \frac{1+n}{n} \beta \quad (9)$$

Selección y escalamiento de registros sísmicos

El desempeño sísmico de cada modelo se lo evalúa mediante análisis dinámico no lineal a partir de un set de 7 pares de registros sísmicos chilenos de subducción interfase. Se seleccionan parte de los eventos sísmicos más representativos de Chile con magnitudes que oscilan entre Mw 7.6 – 8.8, cuyos registros se obtienen de la base de datos del (Centro Sismológico Nacional, 2021), y en lo posible de las estaciones más próximas al epicentro consistentes con el suelo considerado, a fin de que la forma espectral coincida con la del espectro objetivo. La Tabla 1 muestra las características de los eventos seleccionados.

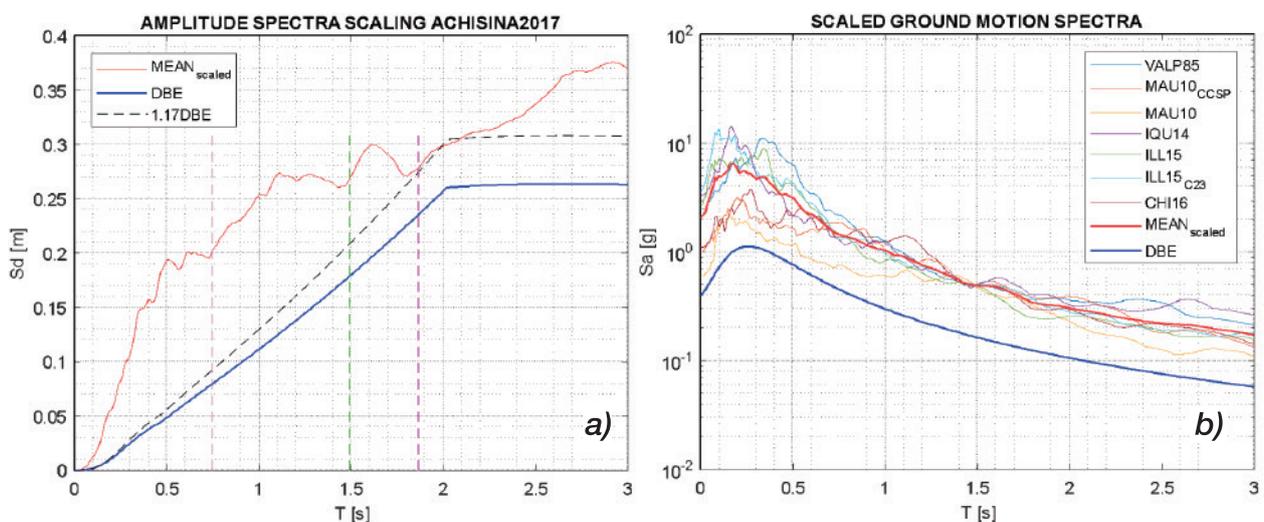
Tabla 1. Eventos sísmicos seleccionados

Registro	Evento	Fecha	Mw	Estación	Fs [Hz]	Dirección	PGA [g]
Reg1	Valparaíso	03-03-85	8.0	ISI	200	EW	0.7197
Reg2	Maule	27-02-10	8.8	CCSP	100	NS	0.6585
Reg3	Maule	27-02-10	8.8	CURI	100	EW	0.4796
Reg4	Iquique	01-04-14	8.2	T03A	200	NS	0.6055
Reg5	Illapel	16-09-15	8.4	C11O	200	EW	0.8309
Reg6	Illapel	16-09-15	8.4	C23O	200	NS	0.7263
Reg7	Chiloé	25-12-16	7.6	GO07	100	NS	0.3521

Se realiza un escalamiento de la amplitud de acuerdo con los requerimientos estipulados por la (Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica, 2017), que establece que los registros se deben modificar de manera tal, que el promedio de los espectros de desplazamientos combinados con la sumatoria de la raíz de los cuadrados de las componentes para todos los pares de registros no resulte menor que 1.17 veces el espectro elástico de desplazamientos de la norma (NCh433: Diseño Sísmico de Edificios, 2012), para una fracción del 5% de amortiguamiento y en un rango de períodos comprendido entre $0.5T$ y $1.25T$; siendo T el período fundamental de la estructura en cada dirección principal.

Los factores de escala encontrados oscilan entre 0.99 – 3.78, que se encuentran dentro del rango de 0.25 – 4 recomendado por (ASCE 7: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, 2017), para considerar que el registro representa la amenaza sísmica de la zona. La figura 6 muestra los espectros de los registros escalados.

Figura 6. Registros escalados: a) espectros de desplazamientos b) espectros de aceleraciones



Con fines del análisis comparativo, se considera la media de las respuestas máximas obtenidas para cada registro.

Resultados y Discusión

Parámetros modales

En la

Tabla 2 se observa que los parámetros modales de la estructura se modifican al considerar el modelo hidrodinámico. Es así como, el primer período en este modelo corresponde al movimiento del agua y a partir del 2do en adelante corresponden a los períodos estructurales. El período fundamental pasa de 1.54s en el modelo hidrostático a 1.49s en el modelo hidrodinámico, lo que se debe a que en este último la masa de agua se particiona en una porción que permanece estática (impulsiva) y una porción en movimiento (convectiva), mientras en el modelo hidrostático el 100% de la masa permanece estática.

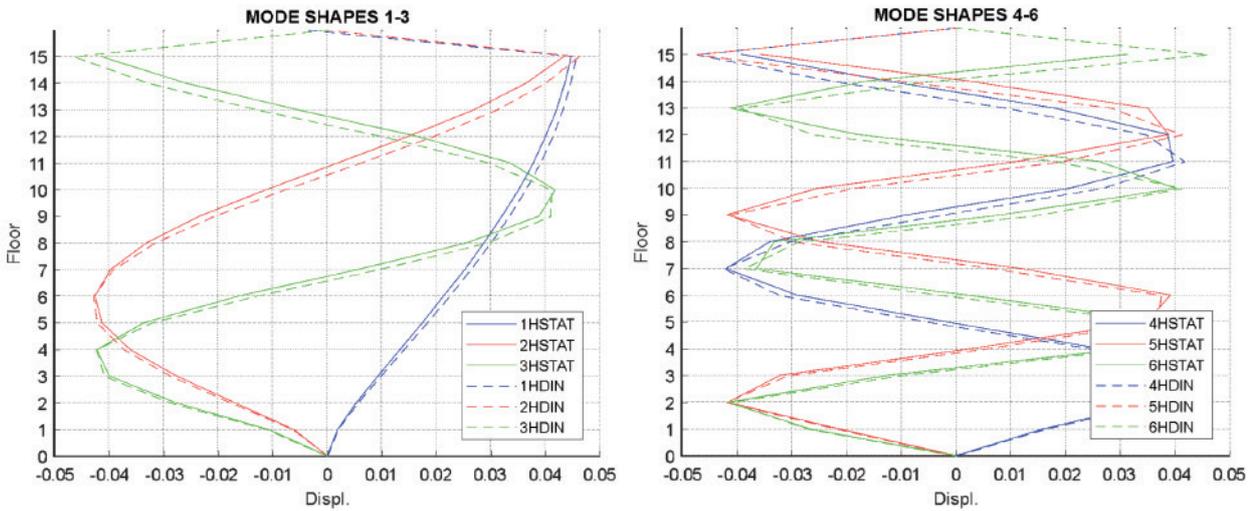
En cuanto a la participación de masa modal, esta es similar en ambos casos, destacándose que en el primer modo de vibración la masa modal corresponde al agua en movimiento únicamente.

Tabla 2. Parámetros modales de la estructura

MODO	PERÍODO		%MASA MODAL DESPLAZADA	
	HSTAT	HDIN	HSTAT	HDIN
1	1.5378	5.3909	0.7838	0.0350
2	0.4934	1.4849	0.8922	0.7905
3	0.2747	0.4779	0.9296	0.8953
4	0.1848	0.2664	0.9503	0.9316
5	0.1342	0.1793	0.9637	0.9518
6	0.1024	0.1305	0.9733	0.9648
7	0.0808	0.0999	0.9805	0.9741
8	0.0656	0.0791	0.9861	0.9811
9	0.0546	0.0645	0.9904	0.9864
10	0.0476	0.0539	0.9904	0.9906

Al analizar las formas modales, se observa que en general son similares, pero el desplazamiento modal de todos los pisos se incrementa al considerar el modelo hidrodinámico; siendo mayor el efecto en el último piso donde se encuentra la masa de agua. Este efecto es más notorio en los modos de vibración superiores, encontrándose un aumento del 2% en el primer modo y hasta del 46% en el sexto modo (Figura 7. Formas modales de la estructura Figura 7).

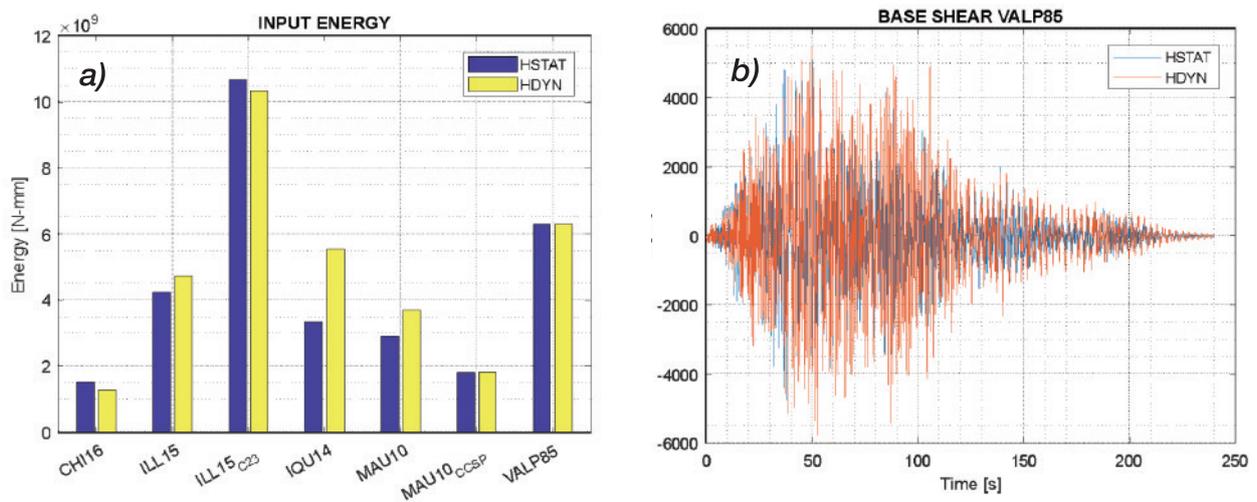
Figura 7. Formas modales de la estructura



Respuesta Estructural

Al verse modificados los parámetros modales de la estructura, se modifica también su respuesta ante los eventos sísmicos considerados. En este sentido, para la mayoría de los registros el input de energía es mayor al considerarse el modelo hidrodinámico, lo que produce que el corte en la base se incremente en un máximo del 12%. La Figura 8 muestra la energía que ingresa a la estructura para todos los registros y la historia de demanda de corte basal para el sismo de Valparaíso de 1985.

Figura 8. Respuesta estructural: a) Energía que ingresa a la estructura b) historia de corte basal sismo Valparaíso 1985

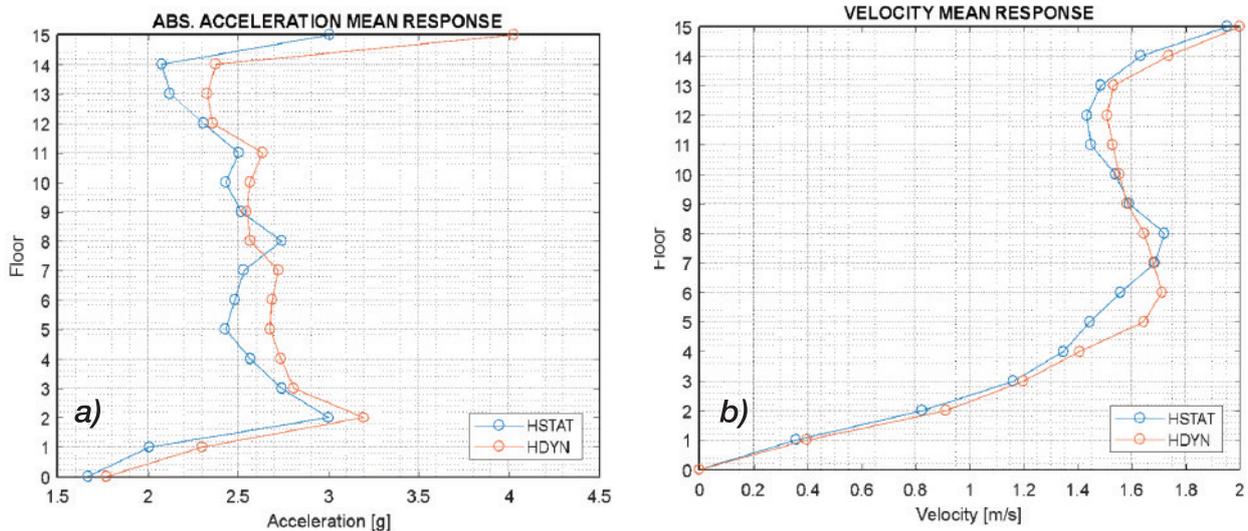


Por otro lado, considerando el efecto del oleaje la media de la demanda de aceleraciones se incrementa considerablemente en todos los pisos, alcanzando un máximo del 34% a nivel del techo, lo cual incrementa las fuerzas sísmicas y con ello el daño en elementos estructurales.

Asimismo, la demanda de velocidades de piso crece en un máximo del 14% en pisos intermedios y del 6%

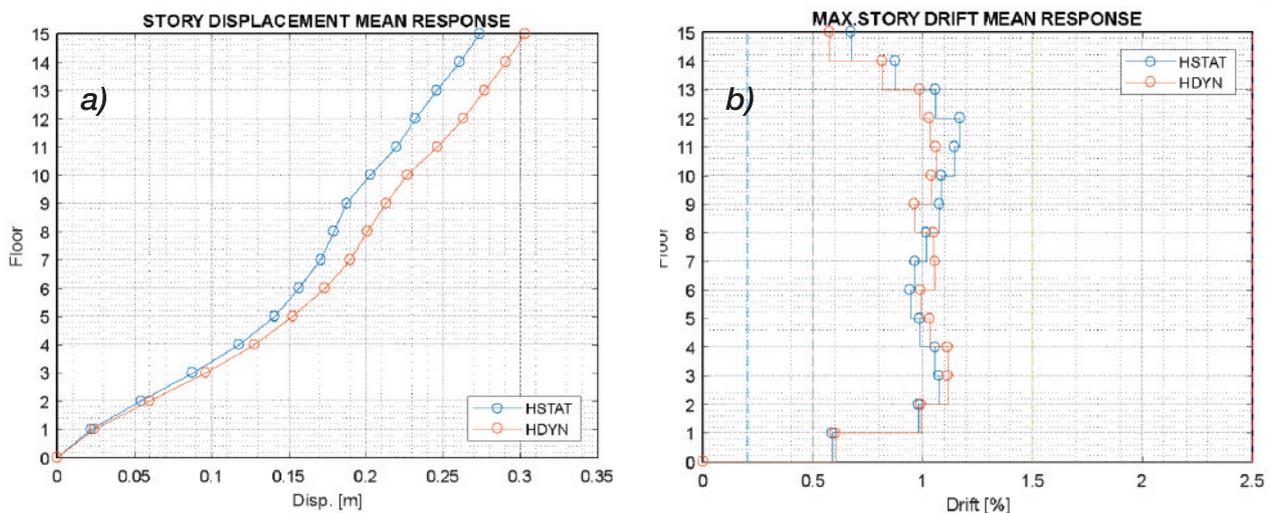
en pisos superiores. Este indicador está directamente relacionado con el daño localizado de componentes estructurales y no estructurales (Muin & Mosalam, 2017) (ver Figura 9).

Figura 9. Respuesta estructural: a) Media de aceleraciones máximas de piso b) media de velocidades máximas de piso



En cuanto a los desplazamientos máximos registrados, estos aumentan en un máximo del 10% a nivel de techo en el modelo hidrodinámico, pese a que el modelo hidrostático considera mayor cantidad de masa anclada a la estructura. Por otro lado, al analizar las derivas de piso se observa que la media máxima alcanza un 1.2%, lo que sitúa a la estructura en un nivel de desempeño de seguridad de vida acorde con los límites de deformación definidos por el comité VISION 2000 (VISION SEAOC, 1995). La Figura 10 ilustra lo comentado.

Figura 10. Respuesta estructural: a) Media de desplazamientos máximos de piso b) media de derivas máximas de piso

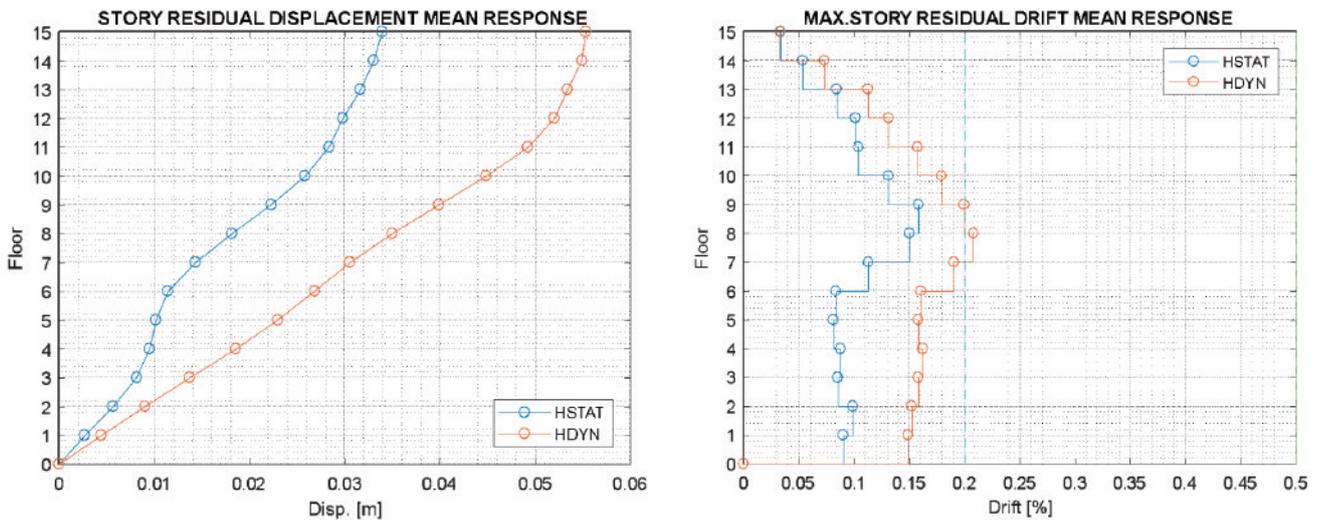


Uno de los indicadores de mayor relevancia del nivel de daño alcanzado, es la deformación residual. Para alcanzar un nivel completamente operacional, se estima que la deriva residual debe ser menor al 0.2%,

mientras que, la reparación y realineamiento de la estructura no es práctica ni económicamente viable si este indicador excede un valor de 0.5% (FEMA P-58: Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1 - Methodology, 2018).

Para el caso de estudio, se obtiene un desplazamiento residual medio de 3.39cm para el modelo hidrostático frente a los 5.53cm estimados en el modelo hidrodinámico, esto significa un aumento del 63% lo que refleja la deficiencia del modelo hidrostático en la estimación de la respuesta. De igual manera, la deriva residual refleja un cambio en la estimación del nivel de desempeño alcanzado (Figura 11).

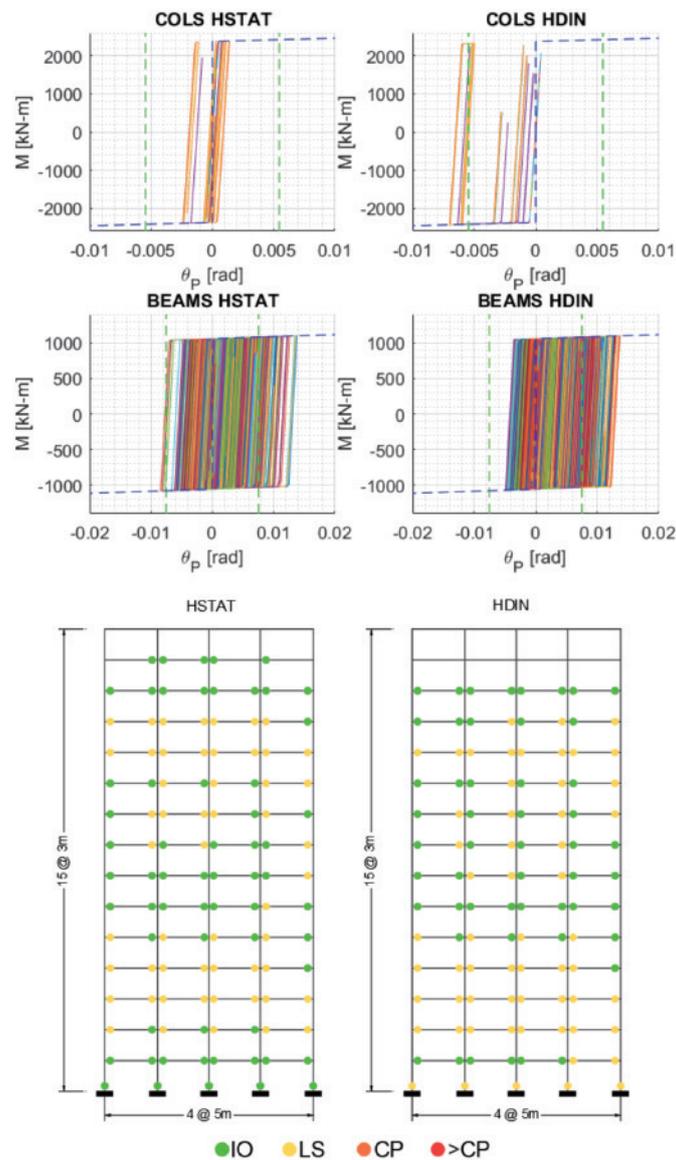
Figura 11. Respuesta estructural: a) Media de desplazamientos residuales máximos de piso b) media de derivas residuales máximas de piso



El incremento observado en las demandas hace que la incursión inelástica, y por ende la energía disipada por fluencia de los elementos EY se incremente en promedio un 34%. En tal sentido, el daño en los elementos estructurales estimado con el modelo hidrodinámico es mayor. La Figura 12 muestra los diagramas momento – rotación plástica de vigas y columnas demandadas por el sismo de Valparaíso de 1985, y su ubicación dentro de la estructura.

En el modelo hidrostático se aprecia que la base de las columnas del primer piso no supera un estado de daño de ocupación inmediata, desarrollando una rotación máxima de 0.002. El daño en las vigas se concentra en los pisos inferiores 3, 4, y en los superiores 11, 12. Al considerarse el efecto del oleaje el estado de daño en la base de las columnas es significativamente mayor, alcanzándose una rotación máxima de 0.007 que es 3 veces mayor a la estimada mediante el modelo hidrostático. Esto produce que el daño en vigas se concentre en los pisos inferiores 2-4 y se distribuya en altura alcanzando un estado de daño considerable en el piso 11. No se observa daño en el piso 14 a diferencia del modelo hidrostático.

Figura 12. Nivel de daño estimado en los elementos estructurales: Sismo de Valparaíso 1985



Conclusiones

En la presente investigación se aborda el efecto del oleaje dentro un tanque contenedor de agua sobre la azotea de una estructura de marcos de acero y cómo influye en su desempeño estructural. Para esto, se realiza un análisis no lineal de historia de respuesta considerando a la masa de agua en reposo (modelo hidrostático) y en movimiento (modelo hidrodinámico).

Al considerarse el efecto del oleaje los parámetros modales de la estructura se modifican, lo que genera un aumento significativo en las demandas de fuerza y la respuesta estructural en aceleraciones velocidades y desplazamientos.

Uno de los indicadores de mayor relevancia es la deformación residual, pues es dirimente al momento de decidir si la estructura es técnica y económicamente reparable. Esta puede ser subestimada en gran

medida si se desprecia el efecto del oleaje, lo que conlleva a una estimación errónea del grado de daño de la estructura.

En este sentido, al considerarse este fenómeno en el análisis, la incursión inelástica de los elementos es significativamente mayor, especialmente en la base de las columnas que puede incrementarse hasta en 3 veces.

Finalmente, ante la presencia de tanques contenedores de líquidos interactuando con estructuras de edificación, ignorar el efecto del líquido en movimiento no es una opción, pues resulta en la subestimación de la respuesta estructural y posterior subdimensionamiento de los elementos. Por esta razón, realizar el diseño en base a un análisis modal espectral no es suficiente y el análisis lineal de historia de respuesta parece ser la mejor opción.

Bibliografía

- American Concrete Institute. (2006). ACI 350.03: Seismic design of liquid-containing concrete structures and commentary.
- ASCE 7: Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures, Pub. L. No. 7, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures 1 (2017). <https://doi.org/10.1061/9780784414248>
- ASCE 41: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, Pub. L. No. 41, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 1 (2017).
- Anchoeira, E. (2017). Importancia de considerar modelos dinámicos de los tanques elevados en el análisis sísmico en edificaciones.
- Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica. (2017). Diseño Sísmico Basado en Desempeño: Vol. Noviembre. <http://www.achisina.cl/index.php/publicaciones/manuales-guias>
- Bech, D., Houston, J., & Tremayne, B. (2017). ASCE 41-17 Steel Column Modeling and Acceptance Criteria. Structures Congress 2017, 121–135.
- Centro Sismológico Nacional. (2021). Registro de Eventos Significativos. Universidad de Chile. <http://evtdb.csn.uchile.cl/>
- Domene, E., & Saurí, D. (2006). Urbanisation and water consumption: Influencing factors in the metropolitan region of Barcelona. Urban Studies, 43(9). <https://doi.org/10.1080/00420980600749969>
- FEMA P-58: Seismic performance assessment of buildings, volume 1 - methodology, 1 Fema P-58-1 340 (2018). <https://femap58.atcouncil.org/%0Ahttps://www.fema.gov/media-library/assets/documents/90380>
- Housner, G. W. (1957). Dynamic pressures on accelerated fluid containers. Bulletin of the Seismological Society of America, 47(1), 15–35. <https://doi.org/10.1785/bssa0470010015>
- Ibarra, L. F., & Krawinkler, H. (2005). Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitations (Issue 152).
- Ibarra, L. F., Medina, R. A., & Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34(12), 1489–1511. <https://doi.org/10.1002/eqe.495>

- NCh433: Diseño Sísmico de Edificios, Pub. L. No. 433, 77 (2012).
- Muin, S., & Mosalam, K. M. (2017). Cumulative absolute velocity as a local damage indicator of instrumented structures. *Earthquake Spectra*, 33(2), 641–664. <https://doi.org/10.1193/090416EQS142M>
- Newmark, N., & Rosenblueth, E. (1982). *Fundamentos de ingeniería sísmica* (2nd ed.). Diana.
- Organización Panamericana de la Salud, O. (2004). *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud* (OPS, Ed.; 2nd ed.). <https://www.paho.org/disasters/?lang=es>
- Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2021). Open System for Earthquake Engineering Simulation (3.3.0). University of California at Berkeley. <https://opensees.berkeley.edu/>
- Rumipamba, V. (2021). Análisis del efecto hidrodinámico de líquidos en movimiento aplicado a edificios con piscinas en azoteas sometidos a sismos intensos.
- Souza, C. de, & Kalbusch, A. (2017). Estimation of water consumption in multifamily residential buildings. *Acta Scientiarum. Technology*, 39(2). <https://doi.org/10.4025/actascitechnol.v39i2.26100>
- Veletsos, A. S., & Shivakumar, P. (1991). Hydrodynamic effects in tanks with different conditions of support. *Third DOE Natural Phenomena Hazards Mitigation Conference*, 578–587.
- VISION SEAOC. (1995). *Performance based seismic engineering of buildings*. Structural Engineers Association of California.
- Zareian, F., & Medina, R. A. (2010). A practical method for proper modeling of structural damping in inelastic plane structural systems. *Computers and Structures*, 88(1–2), 45–53. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2009.08.001>

Comportamiento esfuerzo-deformación del suelo: Evolución e Importancia

Stress-strain behavior of soils: Evolution and Importance

Claudia Chamorro-Zurita¹; Alfonso Fernández-Lavín²

¹Instituto de Ingeniería, UNAM - Ciudad de México, México, cchamorroz@iingen.unam.mx

²Instituto de Ingeniería, UNAM - Ciudad de México, México, aferandezl@iingen.unam.mx

DOI: <http://dx.doi.org/10.31243/id.v15.2022.1597>

Resumen

Los modelos que emplean elemento finito son ampliamente usados en la Ingeniería Geotécnica para investigar el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo en condiciones tanto estáticas como dinámicas. En la práctica algunos modelos constitutivos no incluyen aspectos importantes como son: la no linealidad de la rigidez en el estado de esfuerzos, la anisotropía, la dependencia del endurecimiento plástico en las deformaciones volumétricas y tampoco el efecto de la historia de esfuerzos reciente. Si bien el uso de paquetes computacionales se ha popularizado en las últimas décadas, el conocimiento de los modelos constitutivos, la adecuada selección de los parámetros de entrada y la pericia del modelador juegan un papel muy importante. Este trabajo inicia con la definición de trayectorias de esfuerzo y de la teoría del estado crítico como fundamento para el desarrollo de los diferentes modelos constitutivos (de los cuales se hace un breve recuento). Además, se abordan otros temas como: la obtención en laboratorio de los parámetros mecánicos necesarios para el modelado, la influencia del modelo utilizado y el uso del retro análisis. Finalmente, se ejemplifica la importancia de la adecuada selección del modelo numérico y de los datos de entrada en la obtención de resultados a través de casos sencillos.

Palabras clave: *Modelo constitutivo, Mecánica de suelos, Estado crítico, Modelado numérico, Geotecnia, Elemento Finito.*

Abstract

The models that use finite elements are widely used in Geotechnical Engineering to investigate the stress-strain behavior of the soil under both static and dynamic conditions. In practice, some constitutive models do not include important aspects such as stiffness non-linearity concerning stress state, the anisotropy, the dependence of the plastic hardening on the volumetric deformations, and neither the effect of the recent stress history. Although the use of computational software has become popular in recent decades, knowledge of the constitutive models, the proper selection of input parameters, and user expertise play a very important role. This work begins with a review of the Critical State Theory as the basis for the development of the different constitutive models (of which a brief account is made). In addition, other topics are addressed, such as mechanical parameters necessary for modeling assessing in the laboratory, the influence of the model used, and the use of retro-analysis. Finally, the importance of an adequate selection of the numerical model and the input data are discussed in simple practical cases..

Keywords: *Constitutive model, Soil mechanics, Critical state, Numerical modeling, Geotechnic, Finite element method.*

Introducción

El diseño de cimentaciones y estructuras de retención es uno de los problemas más desafiantes en el campo de la Ingeniería geotécnica. Los primeros métodos racionales de diseño fueron establecidos alrededor de 70 años atrás por Karl Terzaghi, quien, junto con sus colaboradores crearon un marco teórico que permitió tratar las particularidades del suelo y las incertidumbres que su comportamiento supone (Terzaghi & Peck, 1948).

Con el paso de los años, se han desarrollado una gran cantidad de investigaciones orientadas a mejorar los métodos de diseño y a comprender mejor el comportamiento del suelo y del sistema suelo-cimentación. Hoy en día, los ingenieros civiles tenemos a disposición herramientas muy avanzadas, así como un vasto conocimiento, producto de dichas investigaciones; sin embargo, muchos diseñadores continúan utilizando los métodos tradicionales. Esto se debe a que la preocupación del diseñador es algo diferente de la del investigador. Mientras el diseñador busca resolver problemas prácticos relacionados con cuestiones económicas que provean seguridad en el desempeño de una manera óptima, el investigador se preocupa de comprender el comportamiento del suelo de una manera precisa, identificando los parámetros que afectan este comportamiento (Poulos et al., 2001).

Aunque estos dos puntos de vista son importantes para el desempeño adecuado de la estructura, generalmente prima el criterio de rapidez en el diseño, lo que empuja al diseñador a utilizar los métodos con los que está familiarizado que normalmente son los que parten del postulado de un mecanismo de falla, de donde se deriva un Factor de Seguridad.

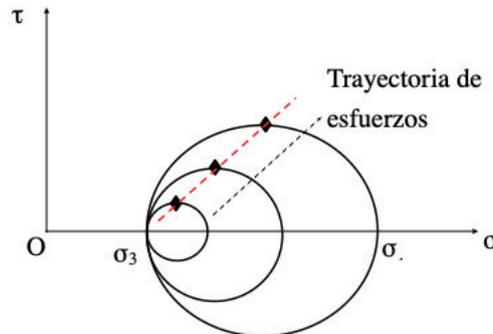
En esta investigación se busca dar a conocer las bases teóricas en las que se fundamentan algunos modelos constitutivos que se utilizan frecuentemente en la predicción del comportamiento esfuerzo-deformación del suelo. También, enfatizar la importancia de la obtención apropiada de los parámetros mecánicos en el laboratorio, sin dejar de lado la utilidad práctica del retro análisis. Para ejemplificar esto, se muestran resultados de una prueba de laboratorio y su modelado con elemento finito en donde se refleja la importancia de la comprensión del modelo utilizado.

Trayectoria de esfuerzos

La descripción completa del estado de esfuerzos requiere de seis componentes (tres componentes de esfuerzo normal y tres de esfuerzo cortante) (Love, 1892). Para estudiar cómo varía el esfuerzo durante el evento en cuestión (aplicación de la carga de trabajo) se utilizan trayectorias de esfuerzo que se obtienen al graficar una componente de esfuerzo (o parámetro) contra otra (Budhu, 2011). Una manera muy simple de visualizar la trayectoria de esfuerzos consiste en considerar los cambios en la circunferencia de Mohr durante la ejecución de un ensayo triaxial (Fig. 1).

Si un elemento de suelo saturado está sometido a la acción de un esfuerzo normal aplicado sobre una superficie horizontal, se denomina a esta acción como esfuerzo total (σ), y para lograr el equilibrio, la reacción está compuesta tanto por el esfuerzo al que están sometido los sólidos, llamado esfuerzo efectivo (σ') como al esfuerzo al que está sometido el líquido presente en los poros del suelo, llamado presión de poro (u). Entonces la ecuación de equilibrio sería $\sigma = \sigma' + u$ (Taylor, 1948).

Figura 1. Definición de trayectoria de esfuerzos en un diagrama de Mohr



En términos de esfuerzo total, al inicio de la etapa de compresión monotónica del ensayo triaxial se observa que $\sigma_1 = \sigma_3$ y la circunferencia de Mohr es un punto ubicado sobre el eje de esfuerzo normal (σ). Conforme el ensayo avanza, σ_1 se incrementa, mientras σ_3 , que es el esfuerzo hidrostático en la cámara, se mantiene constante observándose en la Fig. 1 que el círculo de Mohr crece hacia la derecha. Desde el principio hasta el final de la prueba, el espécimen atraviesa un número infinito de estados, cada uno de los cuales puede ser representado por una circunferencia de Mohr. De esta manera se podrían trazar un número infinito de circunferencias de Mohr durante la compresión monotónica, y al trazar una línea que una los puntos superiores o corona de cada círculo, es posible conocer la trayectoria de esfuerzos a la que fue sometida la probeta durante este ensayo. Las coordenadas de los puntos considerados se obtienen mediante las siguientes ecuaciones:

$$s = (\sigma_1 + \sigma_3)/2 \quad (1)$$

$$t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 \quad (2)$$

donde las coordenadas (s, t) se conocen como “parámetros de la trayectoria de esfuerzos” y fueron sugeridos inicialmente por investigadores del MIT (Lambe, 1967).

Cuando se efectúa un *ensayo triaxial no drenado* en una probeta de material isótropo, lineal elástico, la trayectoria de esfuerzos totales que se obtiene es una línea recta con una pendiente de 1, es decir que el incremento en el esfuerzo normal es igual al incremento en el esfuerzo cortante ($\Delta s = \Delta t$) (Fig. 2). Para obtener la trayectoria de esfuerzos efectivos es necesario considerar la generación de un exceso en la presión de poro. Conocemos por la ecuación de presión de poro de (Skempton, 1954) (ec. 4) (con $B=1$ y $A=1/3$ para un material elástico saturado) que:

$$\Delta u = B[\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad (3)$$

$$\Delta \sigma'_1 = \frac{4}{3} \Delta t \quad (4)$$

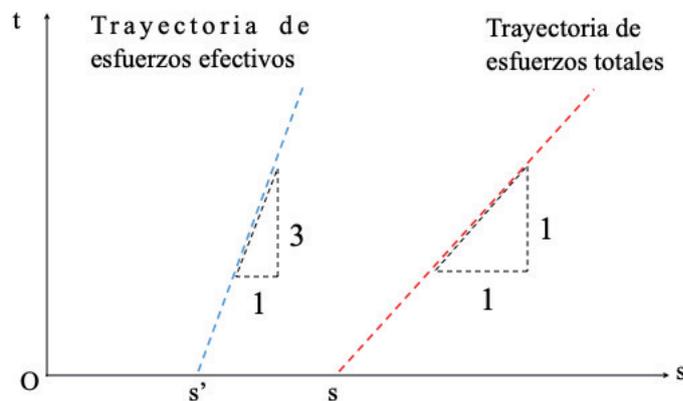
$$\Delta \sigma'_3 = -\frac{2}{3} \Delta t \quad (5)$$

Por lo que:

$$\Delta s' = \frac{1}{2}(\Delta \sigma'_1 - \Delta \sigma'_3) = \frac{\Delta t}{3} \quad (6)$$

$$\frac{\Delta t}{\Delta s'} = 3 \quad (7)$$

Figura 2. Trayectoria de esfuerzos totales y efectivos para un material elástico durante el ensayo triaxial no drenado



En consecuencia, la trayectoria de esfuerzos efectivos en un material isotropo y linealmente elástico sometido al ensayo triaxial no drenado tiene una pendiente de 3.

Si ahora se efectúa el mismo ensayo triaxial no drenado sobre un material elasto-plástico, se observa que una vez que el esfuerzo supera el rango elástico, se produce un cambio en la pendiente de la trayectoria de esfuerzo efectivo, por lo que se puede identificar de manera muy precisa el punto de fluencia.

Aunque los parámetros (s, t) son fáciles de entender y usar, tienen el inconveniente de que no consideran los cambios en el esfuerzo principal intermedio σ_2 . Por esta razón se ha desarrollado una alternativa que considera la energía de deformación para definir los parámetros de la trayectoria de esfuerzos, con lo que se determinó que:

$$p = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/3 \quad (8)$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2} \left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2) \right]} \quad (9)$$

Donde p es el esfuerzo normal medio (esfuerzo octaédrico), que define la componente de esfuerzos que causa el cambio puramente volumétrico; y, q es el esfuerzo desviador que define la componente de esfuerzo que causa la variación puramente distorsional o de cortante en un material elástico. Comúnmente se conocen estos parámetros como los parámetros Cambridge de la trayectoria de esfuerzos (Roscoe et al., 1958).

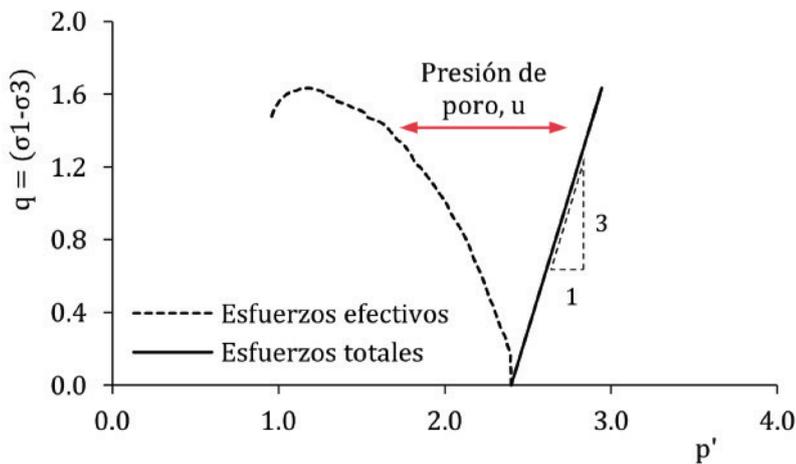
Para las condiciones iniciales del ensayo triaxial, es decir, no hay deformaciones por cortante y el esfuerzo de confinamiento es igual en las direcciones x y z ($x = z$) las coordenadas de la trayectoria de esfuerzos, sea en términos de esfuerzos totales o efectivos, se simplifican a la forma de las siguientes ecuaciones:

$$p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3 \quad (10)$$

$$p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3 \quad (11)$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (12)$$

Figura 3. Trayectoria de esfuerzos totales y efectivos para un suelo arcilloso normalmente consolidado (Espacio de esfuerzos)



En la Fig. 3 se observan las trayectorias de esfuerzos total y efectivo de un material elastoplástico sometido al ensayo triaxial no drenado.

Teoría del estado crítico

Estado crítico o estado de falla último, es el nombre dado al estado de esfuerzos en el cual el suelo ha alcanzado un estado estable, es decir que con el incremento en la deformación por cortante, los siguientes parámetros ya no presentan ningún cambio (Wood, 1994):

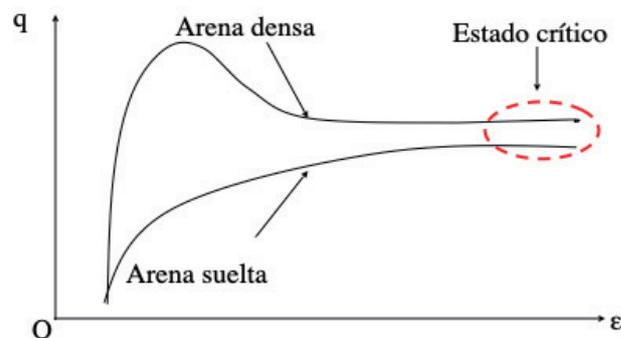
- El esfuerzo efectivo normal o esfuerzo medio efectivo,
- La relación de vacíos; y,
- El esfuerzo cortante o esfuerzo desviador.

En otras palabras, el estado crítico es un “punto final” para el comportamiento del suelo y la falla se refiere a la “última falla”. En la Fig. 4 se muestra esquemáticamente el estado crítico de dos materiales con diferentes mecanismos de falla.

El comportamiento del suelo es muy dependiente de su historia previa de esfuerzos; por ejemplo, ciertos

tipos de comportamiento anisótropo son resultado de variaciones en los esfuerzos durante la historia geológica (O'Kelly, 2006). Los efectos de la historia previa de esfuerzos están relacionados con el arreglo de las partículas (empaquetado), que tiene la ventaja de ser un parámetro escalar. Algunas de las formas de evaluar el arreglo de las partículas son la relación de vacíos (e), el contenido de agua ($w\%$) y el volumen específico (v), que para un suelo saturado se calcula como $v=1+e$.

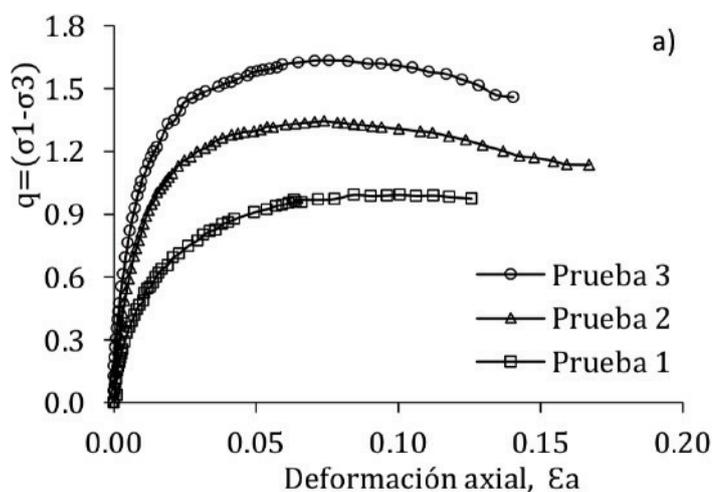
Figura 4. Esfuerzo deformación de dos materiales con diferente mecanismo de falla que alcanzan el estado crítico.

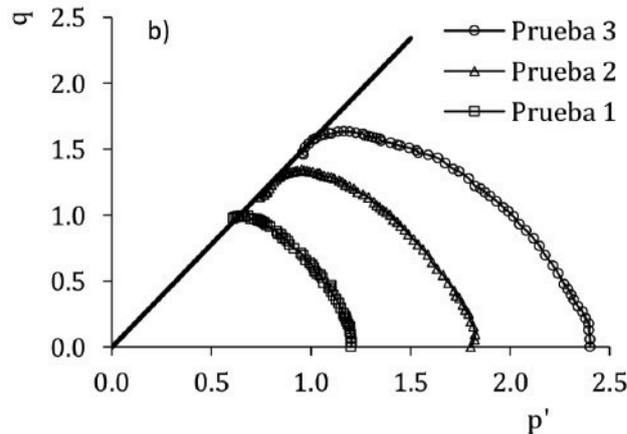


Variables de estado y espacio de estado

La mayoría de los hallazgos y evidencias experimentales en la mecánica del estado crítico fueron obtenidos a partir de pruebas triaxiales y sus resultados son generalmente graficados en el plano convencional $q - \epsilon_a$ (Fig. 5a), donde q es el esfuerzo desviador y ϵ_a es la deformación unitaria axial de la probeta, aunque a menudo es preferible presentar los resultados del ensayo triaxial en el plano $q-p$ ($o p'$):

Figura 5. a) Gráfico $q - \epsilon_a$ de una serie de ensayos triaxiales y b) Trayectoria de esfuerzos efectivos para un suelo arcilloso normalmente consolidado (Espacio de esfuerzos)



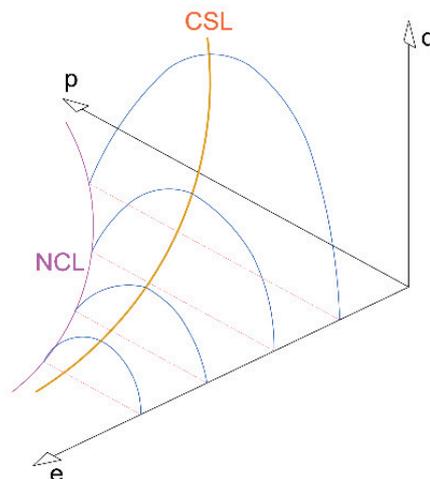


El espacio de esfuerzos $q-p$ (o p') muestra las trayectorias de esfuerzos. Implícitamente se asume que p' y q proporcionan una completa descripción del estado actual de esfuerzos del suelo (Fig. 5b). Nótese que este gráfico no proporciona información alguna sobre el cambio volumétrico o dilatación del suelo.

En la Fig. 6 se muestra la relación esfuerzo – deformación en el espacio v (o relación de vacíos) – p' . Implícitamente se asume que v proporciona una buena primera aproximación a la estructura del suelo en cuanto al arreglo de las partículas.

La unión de estos dos espacios da origen al espacio de estado $q-p'-e$ (o $q-p'-v$) el cual describe el estado completo del suelo. Este espacio de estado es tridimensional, en donde los gráficos en el espacio de esfuerzos y en el espacio de compresión son meras proyecciones del comportamiento en tres dimensiones (estado crítico), como se aprecia esquemáticamente en la Fig. 6.

Figura 6. Parámetros $p'-q-e$, línea de estado crítico (CSL) y línea normalmente consolidada (NCL)



Elementos del modelo constitutivo

Se ha visto que un material elástico se comporta según la Ley de Hooke Generalizada y su análisis no representa un problema. Por otro lado, los geomateriales no responden al comportamiento elástico perfecto sino solamente a muy pequeñas deformaciones; y, conforme se incrementa el nivel de deformación, el suelo

pasa a un estado elastoplástico por lo que es necesario recurrir a modelos que describan también el comportamiento plástico (Ti et al., 2009). Un modelo completo para la descripción del comportamiento plástico de un material debe contener los siguientes criterios básicos:

Criterio de fluencia. - Define las condiciones bajo las cuales comienza el comportamiento plástico. El criterio de fluencia de un suelo es definido como una combinación de esfuerzos o de parámetros de esfuerzo. Convencionalmente, se escribe la función de fluencia de tal manera que, si se sustituye en esta función el estado actual de esfuerzos, obtener un valor negativo significa que el comportamiento es elástico, es decir, está dentro de la superficie de falla; si el resultado es cero, se está produciendo la fluencia; y, por convención, los valores positivos no están permitidos.

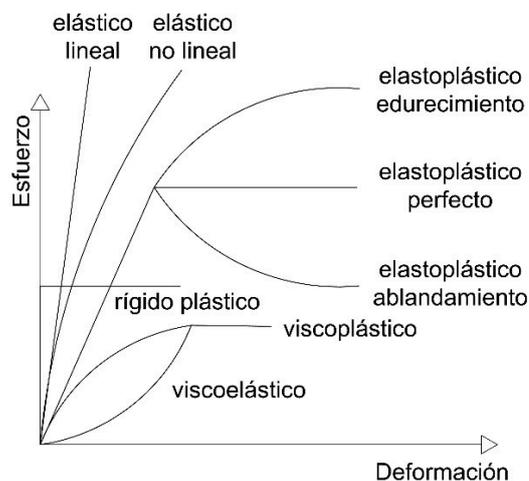
Regla de flujo. - Se ha observado que el comportamiento plástico del material es semejante al flujo de fluidos, por esto se le conoce como “regla de flujo”. La regla de flujo gobierna la forma en la cual el material se deforma (o fluye) en el régimen plástico. La manera más común de representar la regla de flujo es a través de potenciales plásticos, que es una familia de funciones potenciales graficadas en el espacio p' - q . La regla de flujo puede ser asociada (cuando el potencial plástico coincide con el espacio geométrico de fluencia) o no asociada (cuando el potencial plástico no coincide con el espacio geométrico de fluencia).

Regla de endurecimiento. - Los suelos son capaces de resistir el incremento de esfuerzos aún por encima de la fluencia. Este fenómeno se conoce como endurecimiento. En la teoría de la plasticidad, el endurecimiento es representado al permitir que la superficie de fluencia se expanda después de que efectivamente se produjo la fluencia (procesos de descarga – recarga).

Modelos constitutivos más usuales y parámetros requeridos

Seleccionar el modelo constitutivo más adecuado para realizar la simulación dentro de un programa computacional es, junto con los parámetros del suelo, una de las tareas más importantes, pero también una de las más difíciles (Desai & Zaman, 2014). En la Fig. 7 se observan diferentes tipos de modelos constitutivos desarrollados para diferentes materiales. En geotecnia, muchos proyectos requieren principalmente modelos no lineales; otros, sin embargo, se pueden simplificar usando modelos lineales.

Figura 7. Modelos constitutivos más usuales en diferentes tipos de materiales.



Modelos lineales

Los modelos lineales proveen resultados rápidos, pero no muy precisos de la respuesta del material. Estos pueden ser usados en los casos en los que sólo los estados de esfuerzos o deformaciones de la masa de suelo son de interés. No proporcionan información de la localización ni posibles mecanismos de falla.

Entre estos modelos están:

- Modelo elástico lineal, asume una relación lineal entre el esfuerzo y la deformación, siguiendo la Ley de Hooke, para lo cual usa el módulo de elasticidad o módulo de Young, E .
- Modelo elástico modificado, toma en consideración que durante la descarga la deformación del suelo tiene una componente elástica (recuperable) y otra plástica (permanente), e intenta considerarlo usando un módulo de Young diferente para esta etapa. Además, considera la no linealidad del suelo usando el módulo secante durante la carga en lugar del módulo de Young inicial.

Modelos no lineales

Los modelos no lineales básicos se pueden agrupar en los que tienen origen en el criterio clásico de fluencia de *Mohr – Coulomb*; y, los que se basan en el concepto del *estado crítico* de los suelos.

Criterio de fluencia de Mohr - Coulomb

El criterio de fluencia de Mohr-Coulomb o elastoplástico perfecto adopta la envolvente de falla original e iguala el estado de falla al estado de fluencia (regla de flujo asociada). Sin embargo, presenta algunos inconvenientes. En primer lugar, sugiere que la fluencia solo puede ocurrir si el esfuerzo desviador excede cierto valor en relación con el esfuerzo normal. Bajo compresión isotrópica se tiene $q=0$ mientras que p' se incrementa y el modelo no es capaz de predecir fluencia, aunque en realidad la fluencia sí ocurre y el suelo pasa del estado preconsolidado al normalmente consolidado. En situaciones donde el suelo es normalmente consolidado o ligeramente preconsolidado la aplicación de cargas puede llevar a la fluencia volumétrica que no se puede reproducir con el modelo de Mohr-Coulomb, llevando a errores muy significativos.

Otro inconveniente es que la trayectoria de esfuerzos que se genera en la parte elástica es una línea recta, cuando en realidad la trayectoria se curva hacia la izquierda o hacia la derecha dependiendo del grado de preconsolidación del material.

Entre los modelos que pertenecen a este grupo están:

- Modelo Mohr – Coulomb, la superficie de fluencia está definida en términos de tres funciones límites que se grafican como un hexágono no uniforme en el espacio de esfuerzos principales. La superficie de fluencia tiene esquinas, las cuales pueden causar ciertas complicaciones para implementar el modelo en el método de elemento finito. Por otro lado, tiene la ventaja de que la mecánica de suelos tradicional, y parcialmente también la mecánica de rocas, están basadas en este modelo.
- Modelo de Drucker-Prager, conocido también como el modelo de Von Mises extendido, modifica la función de fluencia del modelo de Mohr-Coulomb para evitar singularidades asociadas con las esquinas y se grafica en forma de cono cilíndrico en el espacio de esfuerzos principales.

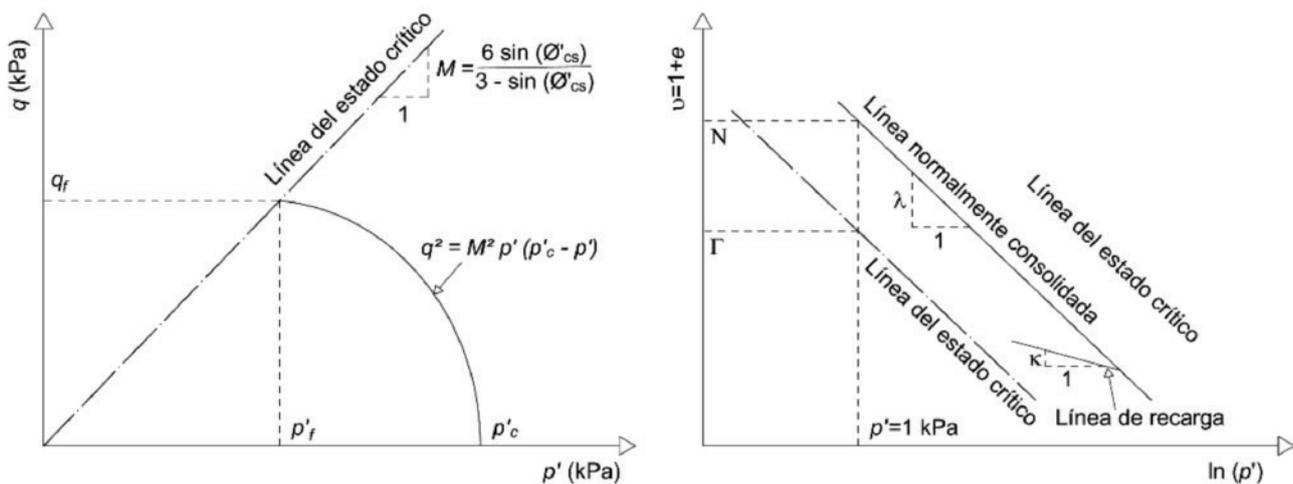
- Modelo Mohr–Coulomb Modificado, al igual que el modelo Drucker-Prager, suaviza las esquinas de la superficie de fluencia de Mohr-Coulomb. La proyección de la superficie de fluencia en el plano desviador atraviesa todas las esquinas del hexágono de Mohr-Coulomb. En este modelo se puede esperar una respuesta ligeramente más rígida que en los modelos de Drucker -Prager y de Mohr Coulomb.

Criterio del Estado Crítico

Dentro de este grupo están los siguientes modelos:

Cam *Clay Modificado*. Tiene su base en ensayos triaxiales realizados sobre arcillas blandas de propiedades controladas y permite predecir la variación de la relación de vacíos (o deformación volumétrica) en función del logaritmo del esfuerzo efectivo medio.

Figura 8. Superficie de fluencia (izq.) y relación entre la línea normalmente consolidada y la línea del estado crítico con la deformación (der.) del modelo Cam Clay modificado.



La Fig. 8(der.) muestra una línea de consolidación normal (NCL) y las curvas de descarga-recarga que pueden ser un grupo dependiendo de los ciclos carga-descarga realizados. Supóngase que el suelo ha sido consolidado en la cámara triaxial (consolidación isótropa) hasta un cierto nivel de esfuerzos, llamado esfuerzo de preconsolidación (o de fluencia), y ahora es descargado dando origen a la línea de descarga – recarga. En el siguiente paso se recarga al suelo, el cual se mueve sobre la línea de descarga-recarga hasta que vuelve a alcanzar el esfuerzo de preconsolidación, que sería igual al último esfuerzo aplicado durante la etapa de carga inmediatamente anterior. En este punto el suelo comienza a moverse a nuevamente sobre la línea de consolidación normal.

De la Fig. 8 se puede determinar las siguientes ecuaciones

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e} \quad (13)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e} \quad (14)$$

Donde K es la pendiente de la curva de descarga – recarga, λ es la pendiente de la línea de consolidación normal (rama virgen); y, e es la relación de vacíos. Los parámetros K y λ se pueden establecer a partir del ensayo de consolidación unidimensional (consolidación anisótropa), usando las siguientes expresiones:

$$\lambda = \frac{C_c}{2.3} \quad (15)$$

$$\kappa = \frac{C_s}{2.3} \quad (16)$$

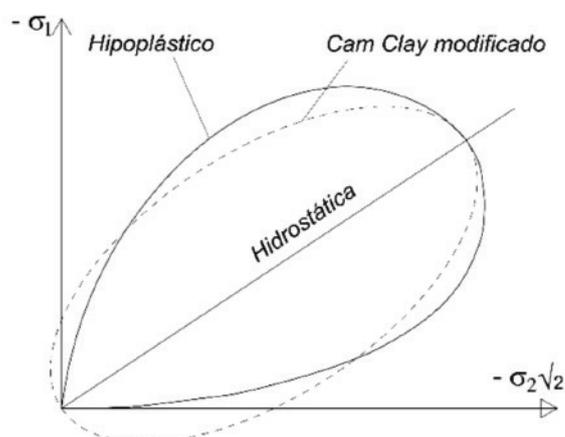
donde C_c es el índice de compresión y C_s es el índice de recompresión obtenidos de la curva de compresibilidad.

El modelo Cam Clay Modificado propone una superficie de falla suavizada sin la posibilidad de evolución de esfuerzos de tensión. Permite, a diferencia de los modelos basados en Mohr-Coulomb, modelar directamente el endurecimiento o reblandecimiento de suelos normalmente consolidados o sobre consolidados, una dependencia no lineal entre la deformación volumétrica y el esfuerzo efectivo medio y limita condiciones de plasticidad ideal (Fig. 8). El suelo puede ser cargado al cortante y deformarse plásticamente sin colapsar, bajo la hipótesis de la plasticidad ideal sin cambio de la relación de vacíos ni del esfuerzo efectivo medio. Durante la descarga se asume una respuesta lineal.

Cam Clay Generalizado. - Este modelo representa una mejora al modelo Cam Clay modificado, principalmente cuando se modela suelos en el dominio supercrítico donde la superficie de falla sigue los modelos clásicos de Mohr-Coulomb, Drucker -Prager y Mohr-Coulomb Modificado.

Modelo Hipoplástico. - Este modelo es aplicable para suelos finos. Toma en cuenta la no linealidad de los suelos tanto en carga como en descarga y permite solamente el cálculo de deformaciones totales. No hace diferencia entre deformaciones elásticas y plásticas. Este modelo permite reflejar una rigidez diferente en la carga y en la descarga, reblandecimiento o endurecimiento, que dependen del grado de compactación del suelo y del cambio de volumen durante el corte (dilatancia o compresión). La rigidez del suelo depende no solamente de la dirección de la carga, sino del estado inicial del suelo, dado por su porosidad. A diferencia del modelo Cam Clay, éste excluye los esfuerzos de tensión. En el modelo Hipoplástico la superficie de fluencia estándar es reemplazada por una superficie de estado de frontera (Fig. 9).

Figura 9. Frontera de estado del modelo hipoplástico. Comparación contra la superficie de fluencia del modelo Cam Clay en el plano meridiano.



En la Tabla 1 se muestran los parámetros requeridos para los diferentes modelos mencionados en este documento. Dichos parámetros se obtienen del ensayo triaxial consolidado no drenado principalmente, aunque algunos de ellos se pueden obtener del consolidómetro que luego se deben equiparar a los de triaxial.

Tabla 1. Parámetros experimentales requeridos en diferentes modelos numéricos

Parámetros experimentales	Símbolo	MODELO								
		Lin eal elás tico	Lin eal elás tico mo difi cado	Mo hr- Cou lom b	Mo hr- Cou lom b mo difi cado	Dru cker - Pra ger	Soft enin g and Har deni ng	Ca m- Cla y mo difi cado	Ca m- Cla y gen eral izad o	Hip oplá stic o
Peso unitario del suelo	γ	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Relación de Poisson	ν	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Módulo de Young	E	X	X	X	X	X	X		X	X
Módulo de Young secante	E_{sec}		X	X	X	X	X		X	X
Módulo de Young descarga-recarga	E_{ur}		X	X	X	X	X		X	X
Ángulo efectivo de fricción interna	ϕ'			X	X	X	X		X	
Cohesión efectiva	c'			X	X	X	X		X	
Ángulo de dilatación	ψ			X	X	X	X			
Ángulo de fricción interna en el estado crítico	ϕ'_{crit}						X		X	X
Relación de vacíos inicial	e_0						X	X	X	
Relación de vacíos máxima	e_{max}						X			
Pendiente de la rama descarga-recarga	κ							X	X	X
Pendiente de la rama virgen	λ							X	X	X
Pendiente de la línea de estado crítico	M							X	X	
Relación de preconsolidación	OCR							X	X	
Origen de la línea de consolidación normal	N									X
Relación de módulos	r									X

Retro análisis y observación del comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo lacustre blando

Como se vio anteriormente, los modelos constitutivos han sido desarrollados a partir de pruebas de laboratorio efectuadas en materiales específicos y bajo condiciones controladas; además, están basados en una serie de hipótesis simplificadoras. Por esta razón, su uso en suelos de diferente procedencia, cuyo comportamiento podría no apearse del todo, hace necesario que se efectúe un proceso de calibración denominado análisis de sensibilidad, paramétrico o retro análisis. En esta etapa es necesario contar con

resultados experimentales (mediciones de campo o laboratorio) a partir de los cuales se ajustan los parámetros de entrada del modelo. Esta práctica es utilizada con mucha frecuencia en el diseño geotécnico de varios tipos de proyectos, tales como: diseño de pavimentos (Ossa et al., 2019), estabilidad de taludes (Mandal et al., 2017), cimentación de silos (Móczár et al., 2016), túneles (Vardakos et al., 2007), excavaciones profundas (Ma et al., 2006), entre otros.

A continuación, se presenta el análisis efectuado en el modelado de un ensayo de consolidación unidimensional usando el método del elemento finito.

Probeta ensayada y tipo de suelo

La probeta ensayada fue extraída a 17 metros de profundidad del lecho del antiguo lago Texcoco, ubicado al noreste de la Ciudad de México. Estos depósitos lacustres están compuestos por ceniza volcánica fina y materiales piroclásticos arrastrados por el viento y depositados en forma de lluvia sobre el espejo del cuerpo de agua. Este proceso no fue continuo y en los períodos de estiajes agudos, los estratos expuestos fueron desecados por la acción del sol formando costras endurecidas, que incluso pueden llegar a encontrarse cubiertas por arena volcánica si este período coincidía con una erupción volcánica. Por otro lado, estos depósitos lacustres se encuentran intercalados por lentes de arena provenientes de actividades volcánicas menores arrastradas por los vientos y depositados en el lago (Zeevaert, 1983). Estos suelos de origen lacustre han sido estudiados ampliamente debido a sus propiedades físicas consideradas como extremas, tales como: contenido de agua, relación de vacíos y compresibilidad (Ovando-Shelley, 2011).

La probeta utilizada tenía las siguientes propiedades índice: el contenido de agua de 257.1 %, el límite líquido de 220.7 %, el índice plástico de 147.5%, la densidad de sólidos de 3.2, la relación de vacíos de 8.0; sus dimensiones iniciales fueron de 95 mm de alto y 100 mm de diámetro. Estas dimensiones son diferentes a las que normalmente se utilizan en un ensayo de este tipo debido a que esta probeta fue ensayada dentro del tubo Shelby en el cual se extrajo con el fin de evitar posibles alteraciones debido a la manipulación al momento de extraerla, labrarla y montarla.

Tabla 2. Parámetros experimentales para el modelado numérico

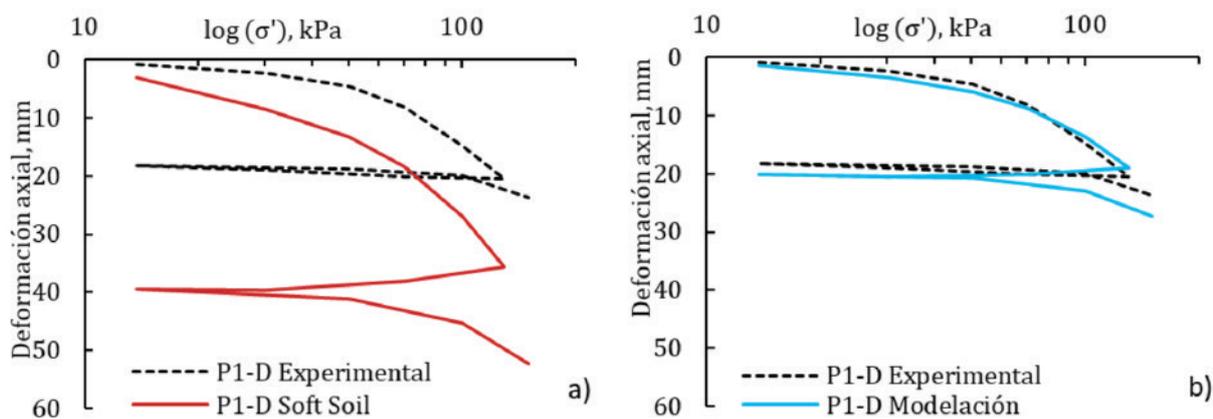
Parámetro	Símb.	U	Valor	Parámetro	Símb.	U	Valor
Peso unitario de sólidos	γ_s	kN/m ³	3.19	Esfuerzo de preconsol.	σ'_p	kPa	64.00
Peso unitario total	γ	kN/m ³	12.61	Presión de preconsol.	POP	kPa	10.40
Peso unitario saturado	γ_{sat}	kN/m ³	12.63	Relación de Poisson	ν	-	0.33
Índ. de compresibilidad	C_c	-	3.864	Cohesión	c	kPa	0.01
Índice de expansión	C_r	-	0.187	Ángulo de fricción int.	ϕ'	°	43.0
Relación de vacíos inicial	e_0	-	8.19	Coef. empuje en reposo	K_0	-	0.44

La prueba se realizó con la modalidad de carga controlada, es decir, el estado de esfuerzo sobre la probeta fue modificado al incrementar la carga en el brazo de palanca del equipo, una vez terminada la consolidación primaria. La explicación completa de este equipo no convencional y los detalles referentes al montaje se puede encontrar en (Chamorro, 2016). Los parámetros experimentales necesarios para el modelado se muestran en la Tabla 2.

Para el modelado numérico se utilizaron los módulos de Soft Soil Model y de Hardening Soil Model, incluidos en el programa PLAXIS 2D v.8.2 (PLAXIS, 2019). Ambos son variantes del modelo Cam-Clay modificando la relación entre la acción de la carga y la respuesta de la deformación. Además, se basan en el comportamiento a la falla acorde al criterio Mohr-Coulomb que ya fue explicado previamente.

Debido a que el ensayo se realiza bajo condiciones K_0 , en el modelo se usaron condiciones de frontera que restrinjan los movimientos horizontal y vertical en el plano inferior de la probeta (base); mientras que en las fronteras laterales se permitió la deformación vertical pero no la horizontal. Se permitió el flujo de agua por la frontera superior y se restringió en las demás fronteras, es decir, se considera equivalente a un ensayo de consolidación con anillo fijo. Además, con el fin de simplificar los cálculos se usó el modelo axisimétrico, es decir, se realizan los cálculos únicamente en la mitad de la probeta. Para apearse a las condiciones reales de la prueba también se consideró el tiempo usado en laboratorio para la disipación de la presión de poro. El proceso de consolidación se modeló en doce etapas de cálculo (staged construction) de acuerdo con lo realizado durante el ensayo debido a que la prueba incluyó un proceso de descarga-recarga. En la Fig. 10 (a y b) se muestra con líneas segmentadas la curva de compresibilidad experimental y con líneas sólidas las curvas obtenidas usando los datos de la Tabla 2 para los modelos tanto Soft Soil como Hardening soil, respectivamente.

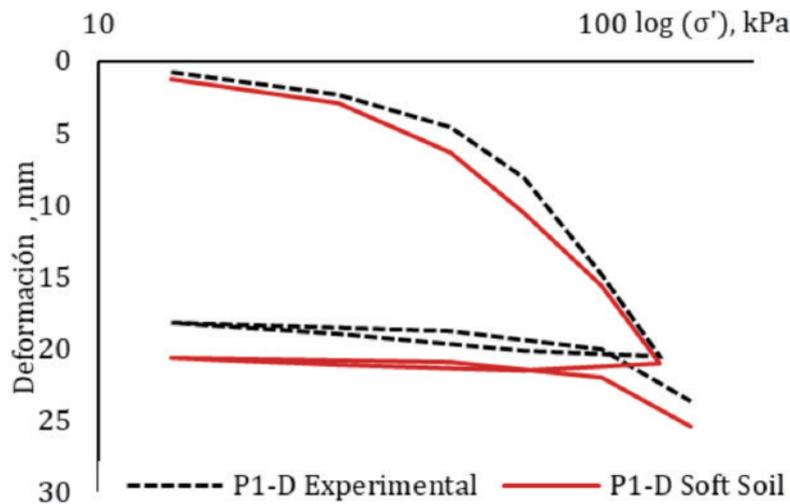
Figura 10. Curvas de compresibilidad obtenidas con los modelos (a) soft soil y (b) hardening soil



En la Fig. 10b se observa que el modelo *Hardening Soil* representa de una manera más cercana la relación esfuerzo-deformación de este tipo particular de suelo blando durante la etapa de carga; sin embargo, la aproximación disminuye cuando se simula la etapa de descarga – recarga, aunque los resultados pueden considerarse como satisfactorios. Por otro lado, los cálculos realizados con el modelo *Soft Soil* muestra una deformación muy superior a la registrada experimentalmente en la zona tanto de carga como de descarga-recarga (Fig. 10a). Para utilizar el modelo *Soft Soil* en el diseño, es necesario primeramente realizar un retroanálisis y calcular los nuevos valores de los cocientes de compresibilidad y recompresión que

permitan representar el comportamiento esfuerzo-deformación de la probeta. Este análisis se lo efectuó modificando los parámetros de deformabilidad hasta conseguir que la curva calculada y la experimental se asemejen como se muestra en la Fig. 11 y los valores obtenidos son: $C_c = 3.15$ y $C_r = 0.10$. El C_c disminuyó un 18.5 % y el C_r disminuyó un 46.5% para conseguir la calibración.

Figura 11. Curva de compresibilidad experimental y obtenida con retro análisis (*soft soil*)



Conclusiones

Es importante mencionar que el retro análisis se lo puede efectuar con parámetros obtenidos tanto en laboratorio como en campo para diferentes tipos de proyectos. En este caso, permitió ajustar los parámetros del suelo para que el comportamiento esfuerzo-deformación de una probeta sometida a un ensayo de consolidación unidimensional calculado por el modelo *soft soil*. Esto, debido a que el modelo constitutivo empleado no se ajustaba al comportamiento real de estos suelos blandos muy compresibles y los resultados obtenidos deben ser tratados con cautela y calibrados con mediciones en campo para ser extrapolados a modelos de estructuras mucho más complejas.

Las ecuaciones constitutivas que están basadas en la teoría del estado crítico representan el comportamiento elasto-plástico del suelo con muy buena aproximación, lo que permite al diseñador determinar el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo de una manera confiable para realizar el diseño geotécnico.

El método del elemento finito es una herramienta numérica poderosa para resolver las ecuaciones constitutivas de diversos tipos de materiales. No obstante, es necesario que el modelador comprenda las teorías que se involucran en cada modelo de manera de que se pueda efectuar el retro análisis apropiadamente y que los resultados no se vean afectados.

Agradecimientos

Los autores desean agradecer a la Secretaría Nacional de Ciencia y Tecnología del Ecuador (SENESCYT) y al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México por el apoyo brindado para realizar la presente investigación.

Bibliografía

- Budhu, M. (2011). *Soil Mechanics and Foundations*. John Wiley and Sons, Inc.
- Chamorro, C. (2016). *Medición de los valores de velocidad de onda cortante (Vs) en suelos provenientes del Ex Lago de Texcoco*. M Sc Thesis, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Desai, C. & Zaman, M. (2014). *Advanced Geotechnical Engineering*. CRC Press.
- Lambe, TW. (1967). *Stress path method*. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 309-331.
- Love, AEH. (1892). *A treatise on the mathematical theory of elasticity*. The Cambridge University Press.
- Ma, JQ., Berggren, BS., Bengtsson, PE., Stille, H., & Hintze, S. (2006). *Back analysis on a deep excavation in Stockholm with finite element method*. Numerical Methods in Geotechnical Engineering – Schweiger (ed.), 423-429.
- Mandal, J., Narwal, S., & Gupte, SS. (2017). *Back Analysis of Failed Slopes - A Case Study*. Int. Journal of Engineering Research & Technology (IJERT), 6 (5), 1070-1078.
- Móczár, B., Mahler, A. LK., & Bán, Z. (2016). *Back analysis of settlements beneath the foundation of a sugar silo by 3D FEM*. Plaxis Bulletin, spring issue, 1-17.
- O'Kelly, B. C. (2006). *Compression and Consolidation anisotropy of some soft soils*. Geotechnical and Geological Engineering, 1715-1728.
- Ossa, A., Botero, E., Madrigal, MC., Ovando, E., Mendoza, M., & López-Acosta, NP. (2019). *Performance of a pavement foundation system based on the partial compensation of masses method*. Soils and Foundations, 59, 351-366.
- Ovando-Shelley, E. (2011). *Some geotechnical properties to characterize Mexico City Clay*. Proceedings of the -14th Panamerican conference of soil mechanics and geotechnical engineering, October 2-6, 2011, Toronto, Ontario, Canada, n.d.
- PLAXIS, (2019). *PLAXIS Material Models Manual*
- Poulos, HG., Carter, J. P., & Small, J. C. (2001). *15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey* (pp. 2527-2606).
- Roscoe, KH., Schofield, A. N., & Wroth, CP. (1958). *Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill.
- Skempton, A. W. (1954). *The pore-pressure coefficients A and B*. Geotechnique, 4(4), 143-147.
- Taylor, D. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. John Wiley and Sons.
- Terzaghi, K. & Peck, R. (1948). *Soil mechanics in engineering practice*. Wiley.
- Ti, K. S., Huat, B., Noorzaei, J., Jaafar, M., & Sew, G. (2009). *A Review of Basic Soil Constitutive Models for Geotechnical Application*. Electronica Journal of Geotechnical Engineering, 1-18.
- Vardakos, S., Gutierrez, M., & Barton, NR. (2007). *Back-analysis of Shimizu Tunnel No. 3 by distinct element modeling*. Tunnelling and Underground Space Tech., 22(4), 401-13
- Wood, D. M. (1994). *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge University Press.
- Zeevaert, L. (1983). *Foundation Engineering For Difficult Subsoil Conditions*, Segunda edition. Van Nostrand Reinhold Company.

Estudio de las aguas residuales provenientes del lavado de carros en el cantón Ambato, provincia de Tungurahua, Ecuador. Study of wastewater from washing cars of Ambato, province of Tungurahua, Ecuador.

Fabian Morales Fiallos¹; Lenin Maldonado Narváez²; Lourdes Peñafiel Valla³

¹Universidad Técnica de Ambato, Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Ambato - Ecuador, frmorales@uta.edu.ec

²Universidad Técnica de Ambato, Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Ambato - Ecuador, lr.maldonado@uta.edu.ec

³Universidad Técnica de Ambato, Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Ambato - Ecuador, lg.penafiel@uta.edu.ec

DOI: <http://dx.doi.org/10.31243/id.v15.2022.1598>

Resumen

El presente trabajo tiene como finalidad la caracterización de las aguas residuales provenientes de los desechos de las lavadoras de autos del cantón Ambato provincia de Tungurahua, para lo cual se realiza una investigación de campo y experimental que permite conocer el estado actual de estas industrias en el cantón Ambato. Se cuantifica los valores de caudales de agua potable que ingresan a 10 lavadoras de vehículos y el volumen de agua utilizado en el lavado de tres tipos de carros (automóviles, camionetas y 4x4). El volumen promedio de agua que se utiliza en el lavado de un automóvil, camioneta y 4x4 es 88,52 L, 122,49 L y 113,90 L respectivamente y se determina el volumen descargado, ya sea a los sistemas de pretratamiento existentes o en el sistema de alcantarillado, que es de alrededor de 1/3 del volumen del agua potable, de esta manera los volúmenes que se descargan en promedio son 31,90, 45,80 y 41,10 L según se lave automóvil, camioneta y 4*4 respectivamente. Se analiza en el laboratorio de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato los parámetros físico – químicos como aceites y grasas, demanda química de oxígeno, demanda biológica de oxígeno a los 5 días, sólidos presentes, del agua residual provenientes del lavado de carros, dando resultados que sobrepasan los límites máximos permisibles del Texto Unificado de Legislación Secundaria de Medio Ambiente con excepción de los sólidos sedimentables. Mediante el análisis de estudios reportados en bibliografía especializada se analiza los procesos de tratamiento existente y eficaces del agua residual provenientes de las lavadoras de carros como son la implementación de cribado, sedimentador, aireación, semillas de moringa, plantas acuáticas, filtración y uso de coagulantes.

Palabras clave:

agua residual, volumen de agua, parámetros físico – químicos, sólidos sedimentables, DQO, DBO5.

Abstract

The following research study is the wastewaters characterization coming from the car washing machines of Ambato, province of Tungurahua. Thus, a field and experimental investigation is carried out that allowed to know the current state that present the washing machines that work in the city. The flow rates of 10 washing machines and the volume occupied in the washing of three types of cars (cars, vans, 4 * 4) was determined. The average volume of water used in the washing of automobile, truck and 4x4 is 88,52 L, 122,49 L and 113,90 L respectively, and it was determined that the volume discharged either to the existing treatments or to the sewage system is 1/3 of the volume used, in this way the volumes come to be unloaded 31,90, 45,80

and 41,10 L according to car, truck and 4 * 4 wash respectively. The physic - chemical parameters of the wastewater coming from the washing of cars were analyzed in the laboratory of the Faculty of Civil and Mechanical Engineering of the Technical University of Ambato such as oil and fats, COD, BOD, solids present, of wastewaters coming from the car washing machines obtaining results that exceed the maximum permissible limits of the UNIFIED TEXT OF SECONDARY ENVIRONMENTAL LEGISLATION except for the sedimentable solids.

Through an analysis of studies reported in the literature, it was determined that the efficient wastewater treatment processes from car washers are the implementation of screening, sedimentation, aeration, moringa seeds, aquatic plants, filtration, use of coagulants.

Keywords: *wastewater, water amount, physic - chemical parameters, sedimentable solids, COD, BOD.*

Introducción

El agua es el líquido vital más valioso del planeta Tierra. La Tierra está conformada por un 70% de agua, la cual se dispone de un 0,003% para el suministro de agua potable como fuente superficial. Ecuador se cataloga por ser uno de los países más ricos en recursos hídricos de Sudamérica, dispone de alrededor 43.500 m³ de agua por persona (Cabrera, Garcés, & Paredes, 2012). En Latinoamérica se producen 225.000 toneladas de residuos sólidos por día generados por 300 millones de habitantes, menos del 5% de las aguas residuales que recolecta el sistema de alcantarillado es tratado, lo que genera riesgos para la salud humana, animales y contaminación del medio ambiente (Reynolds, 2002a), solo en Ecuador el 8% de las aguas negras tienen algún nivel de tratamiento, esto debido al acelerado y desordenado crecimiento industrial, que es la primera causa de la contaminación del agua, y a la falta del cumplimiento de la política de conservación de los cuerpos receptores se tienen graves problemas medio ambientales (Cabrera et al., 2012).

El crecimiento continuo de la población en las zonas urbanas exige que la ciudad incremente sus servicios de transporte público y privado, estos medios de transporte requieren limpieza y mantenimiento en las estaciones de lavado. Las empresas de lavado se han incrementado debido al alto índice de crecimiento del parque automotor en los últimos años en el país. (Carrasquero, Terán, Mas y Rubi, Colina, & Díaz, 2015). El lavado de vehículos ocasiona impactos ambientales negativos al medio ambiente, por el hecho de un elevado consumo de agua potable y la descarga de aguas residuales al sistema de alcantarillado doméstico o cuerpos receptores, sin un tratamiento previo o control de ningún tipo. (Carrasquero et al., 2015). En el proceso de lavado se utilizan agentes desengrasantes, ácidos y alcalinos que se utiliza para limpiar la suciedad y el polvo, el uso de brillo para proteger al vehículo de la abrasión, además del uso de aceites, grasas, detergentes, compuestos orgánicos, compuestos de fósforo, compuestos de nitrógeno y el polvo de los frenos (Kiran, Arthanareeswaran, Thuyavan, & Ismail, 2015). Los químicos mencionados son letales para el ser humano y se presentan en el agua residual proveniente del lavado, por lo que un tratamiento adecuado de esos efluentes en las lavadoras es necesario para proteger al ecosistema (Rodríguez Boluarte et al., 2016).

Las aguas residuales provenientes del lavado de carros contienen altas cargas contaminantes de aceites y grasas, DQO, DBO₅, sólidos suspendidos y un nivel de acidez (pH) muy elevado (Huybrechts, De Baere, Van Espen, Wellens, & Dijkmans, 2002), (Belmont et al., 2004), (Tavera Garcia & Torres Burgos, 2015). La presencia de estos parámetros contaminantes en niveles superiores a los límites máximos permitidos por la ley, nos indica que el agua debe pasar un por un tratamiento adecuado para su disposicoon final. La meta

de un tratamiento aplicado a este tipo de aguas nunca ha sido obtener un producto estéril, sin especies microbianas, sino reducir el nivel de microorganismos dañinos a niveles más seguros, para que el agua pueda ser reutilizada o descargada al sistema de alcantarillado con el fin de minimizar los riesgos tanto para el medio ambiente como para las poblaciones (Reynolds, 2002b), (Agua, 2008), (Ministerio del Ambiente, 2015).

Las estaciones de lavado de carros convencionales son uno de los sectores de servicios que más consume agua y que más la desperdician en su proceso, incumpliendo con las normas ambientales y generando un alto pago del servicio público. Erróneamente las personas creen que un óptimo lavado es cuando más cantidad de agua se utilice en el proceso, es por eso que en la actualidad los países subdesarrollados utilizan medidas más estrictas, como ejemplo en Holanda y en la región de Escandinavia el uso máximo permitido para el lavado de carros es 60-70 L/vehículo (Tavera Garcia & Torres Burgos, 2015), en Australia se ha establecido que el consumo máximo es de 100 L/ vehículo, (Kiran et al., 2015).

En la actualidad el tratamiento de las aguas residuales provenientes del lavado de carros es muy común teniendo resultados impresionantes, algunos de estos tratamientos son: el uso de membranas con coagulantes (Kiran et al., 2015), (Gil, Soto, Usma, & Gutiérrez, 2012) y (Patiño, Díaz, & Ordóñez, 2014). El uso de filtros biológicos con diferentes materiales (Higuera Cobos, Arroyave Londoño, & Florez Garcia, 2009), (Ruiz Arango, 2004). El uso de procesos biológicos como plantas acuáticas (el Jacinto, la lenteja, el buchón de agua, etc.) (Hidalgo, Montano, & Sandoval, 2005), (METCALF, 1995), (Rodríguez-Miranda, Gómez, Garavito, & López, 2010), semillas como la Moringa. El objetivo de este estudio es analizar la calidad del afluente proveniente de las lavadoras de carros en la provincia de Tungurahua y ver las problemática existente en los establecimientos.

Metodología

Caracterización de las lavadoras en estudio

Para realizar el estudio se realizó el catastro facilitado por el Ing. Mg. Fabián Morales docente de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato. En la actualidad, los establecimientos registrados de lavadoras de carros son 61 teniendo lavadoras adicionales no registradas con o sin permiso de funcionamiento, de las cuales se tomó una muestra de 10 lavadoras para el análisis.

Tabla 1. *Ubicación geográfica de las lavadoras en estudio.*

Lavadora	Sigla	Nombre	Coordenada x	Coordenada y	Sector
Lavadora 1	L1	CARWASH	764.550	9'859.600	Av. Atis y Gregorio Escobedo
Lavadora 2	L2	NITRO	764.099	9'859.142	Av. Cervantes y Av. Chasquis
Lavadora 3	L3	BANDYS	764.015	9'858.905	Av. Julio Jaramillo y Los Chasquis
Lavadora 4	L4	ByB	765.314	9'858.772	La joya, frente a Juanchos's grill
Lavadora 5	L5	HENKAT	763.441	9'857.527	Av. Atahualpa y Antonio Salas
Lavadora 6	L6	ZURITA	763.666	9'859.940	Víctor Hugo y Manuel Isaías Sánchez
Lavadora 7	L7	SPEEDWASH	763.164	9'859.620	Av. Víctor Hugo y Ernesto Alvarado
Lavadora 8	L8	VISCARRA	763.009	9'859.548	Av. Víctor Hugo y Horacio Hidrobo
Lavadora 9	L9	L. FREIRE	763.850	9'861.036	Av. los Shiris y Duchicela
Lavadora 10	L10	España	763.480	9'861.090	Av. Atahualpa y José Antepara

Determinación de caudales mediante investigación de campo.

Mediante un investigación de campo en cada lavadora se determina el caudal diario, para esto se toman los datos de carros lavados durante un día laborable, todos los establecimientos abren a partir de las 7h00 am y cierran alrededor de las 6h00 pm. Los carros se les dividió en tres categorías: camionetas, automóviles y 4*4.

Para determinar el caudal de entrada y el volumen de agua consumidos por vehículo se utilizó un medidor de volumen de agua marca Century, el cual se conectó directamente a la manguera del agua que se usa en el lavado de carros, y con ayuda de un cronómetro se tomó el tiempo de lavado por vehículo, datos que permiten calcular el caudal usado. Para determinar el caudal de descarga se realiza mediante el método volumétrico, que consiste en medir el volumen de agua de llenado del balde en un determinado tiempo o viceversa, este método se lo realizó en la tubería de desagüe hacia el pozo de revisión y se lo realizó por vehículo. También se realiza un conteo de carros lavados diariamente divididos en las 3 categorías mencionadas durante un mes, en periodo de 4 semanas para tener estadísticas de consumo de agua de las lavadoras.

Muestreo de aguas residuales

El proceso de recolección y conservación de la muestra del agua residual proveniente del lavado de carros se basó en las especificaciones de la Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 2169 (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2013). La recolección de las muestras se realizó en botellas de plástico de tres litros debidamente cerradas para evitar el ingreso de aire lo cual limita la interacción de la fase gaseosa y la agitación durante el transporte. El diseño experimental para las pruebas de laboratorio se hace recogiendo muestras de dos lavadoras por día según las fechas expuestas en la Tabla 2. Para la conservación de las muestras se utilizó un refrigerador de campo con un baño de hielo a una temperatura aproximadamente de 3°C, es por eso que se utilizó botellas de plástico porque las botellas de vidrio no son adecuadas para el congelamiento, el transporte se lo hizo en un lugar oscuro y fresco hasta su traslado al laboratorio de Química de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.

Tabla 2. *Día de recolección de las muestras en las lavadoras.*

Lavadora	Día de recolección
Lavadora 1	15 de Mayo del 2018
Lavadora 2	16 de Mayo del 2018
Lavadora 3	16 de Mayo del 2018
Lavadora 4	18 de Mayo del 2018
Lavadora 5	18 de Mayo del 2018
Lavadora 6	17 de Mayo del 2018
Lavadora 7	17 de Mayo del 2018
Lavadora 8	15 de Mayo del 2018
Lavadora 9	21 de Mayo del 2018
Lavadora 10	21 de Mayo del 2018

Caracterización fisicoquímica de aguas residuales de las 10 lavadoras en estudio

Demanda química de oxígeno (DQO).

La determinación de la DQO se basa en la guía 5220D *Standard methods for the examination of water and wastewater* (American Public Health Association, 1992), para la realización de estas pruebas experimentales se utilizaron los equipos de la marca HANNA INSTRUMENT e instrumentos y materiales del Laboratorio de Química de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.

Los equipos usados fueron un fotómetro HI83099 COD Multiparameter Fotometer y un digestor HI839800 COD Reactor, también se usó el reactivo HI93754C-0, agua destilada, una gradilla, pipetas y equipo de protección.

Sólidos Sedimentables

Para determinar los Sólidos Sedimentables se realiza mediante el método 2540-F de la guía *Standard methods for the examination of water and wastewater* (American Public Health Association, 1992). Los instrumentos necesarios para realizar el ensayo son: cono Imhoff, probeta graduada de 1.000 mL, un sedimentador y pipetas. Para el desarrollo del ensayo se mezcló bien la muestra por agitación, se llenó el cono Imhoff, evitando verter la muestra por las paredes del cono, hasta la marca de 1.000 mL, se dejó sedimentar por 45 minutos, se removió suavemente las paredes del cono con una varilla agitadora, se dejó sedimentar 15 minutos más, con este método se obtuvo el volumen de sólidos sedimentables por litro de agua residual (mL/L).

Sólidos Suspendedos Totales

Los sólidos totales presentes en las aguas residuales de las lavadoras de carros se obtuvieron mediante el método 2540-D de la guía *Standard methods for the examination of water and wastewater* (American Public Health Association, 1992).

Para esta prueba se utilizó la incubadora marca Pol-eko, bomba de vacío marca Welch y el desecador marca Iciencewre, los materiales de laboratorio necesarios fueron papel filtro, crisol de porcelana, probeta graduada de 100 mL, balanza, equipo de filtración, pinzas, equipo de protección.

El proceso realizado para determinar los sólidos totales se detalla a continuación:

La fórmula matemática utilizada para calcular la concentración de sólidos suspendidos totales es:

$$C_{ag} = \frac{(W_{iF} - W_{fF}) + (W_{ic} - W_{fc})}{Var}$$

Donde,

W_{iF} es el peso del filtro después de permanecer en el desecador por primera vez.

W_{fF} es el peso del filtro después de los procesos de filtración y permanecer en el desecador por segunda vez.

W_{ic} es el peso del crisol después de permanecer en el desecador por primera vez.

W_{fc} es el peso del crisol con el agua filtrada seca.

Var es el volumen de agua residual utilizada en la prueba.

Aceites y Grasas

Para determinar aceites y grasas se sigue el proceso detallado en el método 5520 de la guía *Standard methods for the examination of water and wastewater de la American Public Health Association* (American Public Health Association, 1992). Los químicos utilizados fueron: hexano que para la realización del proyecto se utilizó la marca Emsure, ácido clorhídrico al 0,1N. La fórmula matemática utilizada para calcular la concentración de aceites y grasas es:

$$C_{ag} = \frac{W_f - W_i}{Var}$$

Donde,

W_i es el peso del balón a temperatura ambiente.

W_f es el peso del balón después del proceso de condensación.

Var es el volumen de agua residual utilizada en la prueba.

Resultados y discusión

Características de las lavadoras

En la investigación de campo realizada a las lavadoras se observaron los procesos de lavado, características del lugar, personal, nivel de seguridad, productos utilizados (Tabla 3).

Tabla 3. Descripción de las lavadoras en estudio.

Sigla	Tipo de Asfalto	Tipo de Piso	Canales de Conducción	Lugar de Lavado	Tratamientos Existentes	Limpieza de Pozos
L1	Hormigón	Impermeable	Si	Rampa	Cribado-lodos	Mes
L2	Hormigón	Permeable	No	Rampa	Lodos-grasas	Mes
L3	Hormigón	Impermeable	Si	Piso-elevador	Lodos	Semana
L4	Hormigón – ripio	Permeable	Si	Piso-elevador	Lodos-grasas	Tres meses
L5	Hormigón – ripio	Permeable	No	Rampa	Cribado	Mes
L6	Hormigón	Permeable	Si	Rampa	Lodos-grasas	Dos meses
L7	Hormigón – ripio	Permeable	No	Elevador	Lodos	Mes
L8	Hormigón	Permeable	Si	Rampa	Lodos-grasas	Tres meses
L9	Hormigón	Permeable	Si	Piso-elevador	No posee	Tres meses
L10	Hormigón	Impermeable	Si	Piso-elevador	Lodos	Tres meses

Se observó que muy pocas lavadoras tiene un piso impermeable con su respectiva pendiente para que el fluido se deslice con hacia los canales de conducción. La mayoría de las lavadoras tiene como tratamiento, trampas de lodos y grasas, y la limpieza de los pozos se limpia en una frecuencia que va desde cada semana hasta cada tres meses.

Todas las lavadoras son talleres de pequeña magnitud en las cuales se realizan las siguientes operaciones:

cambio de aceite, lavado, engrasado, pulverizado y aspirado (Tabla 4). La mayoría de las lavadoras utilizan detergentes industriales y otras utilizan detergente en polvo, para pulverizar las partes metálicas de los carros utilizan grafito mezclado con una cantidad de agua. Utilizan diferentes marcas de aceites, y la más utilizada es Kendall, lo cual se utiliza en promedio aproximado de 1 galón y 1 litro por vehículo.

Análisis del consumo de agua

Mediante un análisis de datos se obtiene el volumen total por lavadora y caudal usado (entrada) y volumen de (salida) que se presenta en la Tabla 4.

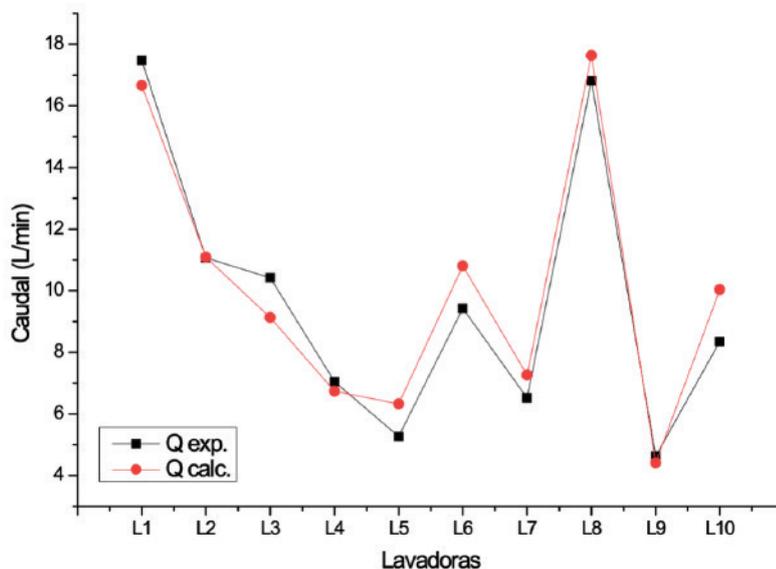
El caudal de entrada que se encuentra entre 4 a 18 L/min dependiendo de la lavadora, pero en la mayoría se encuentra por debajo de los 10,5 L/min. También se puede observar cómo varía los datos entre el volumen de entrada y de salida, esto se debe a las características del recubrimiento del piso de las lavadoras que son en la mayoría permeables (tierra suelta o grava) y así el agua contaminada filtra fácilmente contaminando el suelo.

Tabla 4. *Determinación de caudales mediante cálculos matemáticos simples.*

Lavadoras unidades	ΣV entrada L	ΣV salida L	Σt lavado (min)	\bar{Q} (entrada) L/min	Q_{exp} (entrada) L/min
L1	2.561,82	750,30	147,51	17,47	17,37
L2	1.639,75	546,58	148,22	11,06	11,06
L3	1.216,2	429,17	117,47	10,42	10,35
L4	648,6	325,07	92,89	7,04	6,98
L5	188,25	62,75	35,6	5,27	5,29
L6	548,35	182,78	57,75	9,43	9,50
L7	418,2	181,35	63,75	6,52	6,56
L8	823,8	407,64	48,96	16,81	16,83
L9	473,42	201,76	103,11	4,63	4,59
L10	320,95	79,19	38,13	8,35	8,42

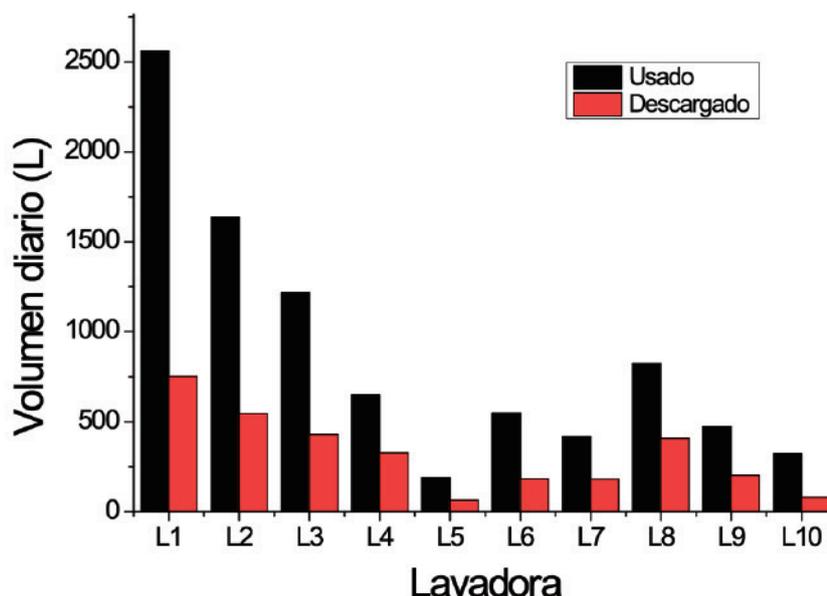
En la Figura 1 se puede evidenciar un comportamiento de los caudales de entrada determinados mediante los parámetros de las líneas de tendencia realizadas para cada lavadora que se encuentran en la Tabla 4. Como se puede notar el Q_{exp} . es el valor del caudal medido en el punto de descarga final, y es muy similar al caudal de ingreso y en ocasiones idénticos los que corrobora los procesos de obtención de los caudales.

Figura 1. Gráfico del caudal de entrada de cada lavadora.



La Figura 2 muestra como el volumen de descarga de las 10 lavadoras es mucho menos que el de uso llegando a ser hasta más de 50% del inicial. Además, se puede observar que la L1 presenta el volumen de uso mayor con más de 2.500 L a pesar de no ser la que más autos lava en el día, mientras que la con mayor cantidad de autos tiene casi la mitad de consumo, siendo estas las L2 (18 autos) y L3 (10 autos).

Figura 2. Gráfico de barras del volumen consumido y descargado en un día para cada lavadora.



Determinación estadística del volumen de lavado por carro.

Estos volúmenes oscilan dependiendo del tipo de lavado que se realiza, ya sea completo o rápido, pero mediante un promedio de los autos lavados el día de estudio se determinó el volumen de agua que ocupa

cada lavadora en los 3 tipos de auto (Tabla 5), así se observa que la L1 es la que consume el mayor volumen de agua para los 3 tipos y la las que consumen menor volumen son la L9 en camionetas y 4*4 y la L10 en automóviles.

Tabla 5. *Volumen de agua de uso y de descarga de cada lavadora según lo 3 tipos de autos en estudio.*

Lavadora	#	Automóvil		#	Camioneta		#	4*4	
		Vuso (L)	Descarga (L)		Vuso (L)	Vdescarga (L)		Vuso (L)	Vdescarga (L)
L1	3	256,33	76,41	3	348,24	101,28	3	249,37	72,41
L2	12	79,07	26,36	3	148,15	49,38	2	123,23	41,08
L3	4	90,33	30,29	3	143,55	50,85	3	141,42	51,83
L4	7	67,62	37,88	1	70,75	26,10	1	104,50	33,84
L5	1	48,50	16,17	1	71,20	23,73	1	68,55	22,85
L6	2	58,00	19,33	3	94,87	31,62	2	73,88	24,63
L7	4	61,60	22,79	1	89,45	58,42	1	82,35	31,76
L8	2	135,50	64,16	1	155,30	75,24	2	198,75	102,04
L9	5	48,91	16,78	3	36,89	22,76	3	39,40	16,52
L10	5	39,38	8,81	1	66,50	18,19	1	57,55	14,05
Promedio		88,52	31,90		122,49	45,76		113,90	41,10
Suma	45	885,24	318,98	20	1.224,90	457,56	19	1.138,98	411,00

Tomando en cuenta que cada lavadora presenta diferentes características del volumen de uso (entrada) solo se descarga (salida) 1/3 del volumen de entrada hacia los tanques de tratamiento o en ocasiones directamente al alcantarillado de esta manera en promedio se consume 88,52, 122,49 y 113,90 L en automóvil, camioneta y 4*4 respectivamente, y de esos volúmenes vienen a ser descargado 31,90, 45,80 y 41,10 L según se lave automóvil, camioneta y 4*4 respectivamente. Lo cual tiene relación con investigaciones realizadas que determinaron que para aun automóvil se necesita de 60-70L/veh en Holanda y Región Escandinava (Tavera Garcia & Torres Burgos, 2015), en Australia 100 L/veh(Kiran et al., 2015), para vehículos compactos y subcompactos 170 L/veh y para camionetas 300 L/veh(Rubí, Fall, & Ortega, 2009). El volumen que se ocupa en las camionetas y 4*4 es muy similar pero mucho mayor que el que se ocupa en los automóviles.

Parámetros Físico – Químicos

En las Tablas 6, 7, 8, 9 y 10 se detallan los datos de las pruebas experimentales realizada para la determinación de los parámetros fisicoquímicos de las aguas residuales.

Tabla 6. Concentración de aceites y grasas.

Lavadoras	V _{AR}	V (C ₆ H ₁₄)	V (HCl)	Wi (balón)	Wf (balón)	ΔW	Concen- tración	LMP
	mL	mL	ml	Mg	mg	mg/150mL	mg/L	mg/L
L1	150	25	2	106.170	107.140	970	6.466,67	70
L2	150	25	2	126.370	127.070	700	4.666,67	70
L3	150	25	2	106.170	106.190	20	133,33	70
L4	150	25	2	126.370	126.500	130	866,67	70
L5	150	25	2	126.370	126.530	160	1.066,67	70
L6	150	25	2	126.370	127.100	730	4.866,67	70
L7	150	25	2	106.170	106.200	30	200,00	70
L8	150	25	2	106.170	106.270	100	666,67	70
L9	150	25	2	106.130	106.260	130	866,67	70
L10	150	25	2	106.120	106.190	70	466,67	70

VAR: volumen agua residual; VC₆H₁₄ : volumen hexano; V HCL : volumen ácido clorhídrico; Wi: peso inicial; Wf: peso final; ΔW: diferencia de pesos; C A.G: concentración de aceites y grasas.

Tabla 7. Concentración Sólidos Suspendidos.

Lavadoras	V _{AR}	Wi (F)	Wf (F)	ΔW (F)	C sólidos ($\frac{\Sigma\Delta W}{VAR}$)	LIMITE MAX PER
	L	mg	mg	mg	mg/L	mg/L
L1	0,10	100	440	340	3.400	220
L2	0,10	80	110	30	300	220
L3	0,10	70	260	190	1.900	220
L4	0,10	130	160	30	300	220
L5	0,10	80	100	20	200	220
L6	0,10	90	330	240	2.400	220
L7	0,10	60	450	390	3.900	220
L8	0,10	110	700	590	5.900	220
L9	0,10	90	120	30	300	220
L10	0.10	100	150	50	500	220

VAR: volumen agua residual; Wi (F): peso inicial del filtro; Wf (F): peso final del filtro; ΔW: diferencia de pesos; C sólidos: concentración de sólidos suspendidos.

Tabla 8. Concentración Sólidos Totales.

Lavadoras	VAR	Wi (F)	Wf (F)	ΔW (F)	Wi (c)	Wf (c)	ΔW (c)	$\Sigma \Delta W$	C (ST)	LMP
	L	Mg	mg	mg	Mg	mg	mg	mg	mg/L	mg/L
L1	0,10	100	440	340	85.520	85.610	90	430	4.300	1.600
L2	0,10	80	110	30	89.480	89.650	170	200	2.000	1.600
L3	0,10	70	260	190	86.480	86.530	50	240	2.400	1.600
L4	0,10	130	160	30	86.890	87.000	110	140	1.400	1.600
L5	0,10	80	100	20	76.500	76.570	70	90	900	1.600
L6	0,10	90	330	240	83.080	83.190	110	350	3.500	1.600
L7	0,10	60	450	390	88.690	88.740	50	440	4.400	1.600
L8	0,10	110	700	590	86.490	86.540	50	640	6.400	1.600
L9	0,10	90	120	30	82.250	82.310	60	90	900	1.600
L10	0,10	100	150	50	82.980	83.070	90	140	1.400	1.600

VAR: volumen agua residual; Wi (c): peso inicial del crisol; Wf (F): peso final del crisol; ΔW : diferencia de pesos; C (ST): concentración de sólidos totales; LMP: límite máximo permitido.

Tabla 9. Concentración Sólidos Sedimentables.

Lavadoras	VAR	t sedim	C SD	LIMITE MAX PER
	L	h	ml/L	ml/L
L1	1,00	1,00	7,00	20
L2	1,00	1,00	2,00	20
L3	1,00	1,00	3,50	20
L4	1,00	1,00	2,50	20
L5	1,00	1,00	2,50	20
L6	1,00	1,00	4,00	20
L7	1,00	1,00	8,50	20
L8	1,00	1,00	9,50	20
L9	1,00	1,00	1,50	20
L10	1,00	1,00	2,00	20

VAR: volumen agua residual; t sedim: tiempo de sedimentación; C SD: concentración de sólidos sedimentables.

Tabla 10. Concentración DQO Y DBO5.

Lavadoras	V _{AR} mL	Vreactivo mL	T incub °C	tincub h	C DQO mg/l	C DBO mg/l
L1	2,00	4,75	200,00	2,00	917	458,50
L2	2,00	4,75	200,00	2,00	>15.000	7.500,00
L3	2,00	4,75	200,00	2,00	517	258,50
L4	2,00	4,75	200,00	2,00	1.080	540,00
L5	2,00	4,75	200,00	2,00	540	270,00
L6	2,00	4,75	200,00	2,00	>15.000	7.500,00
L7	2,00	4,75	200,00	2,00	1.097	548,50
L8	2,00	4,75	200,00	2,00	1.293	646,50
L9	2,00	4,75	200,00	2,00	332	166,00
L10	2,00	4,75	200,00	2,00	1.136	568,00

VAR: volumen agua residual; Vreactivo: volumen del reactivo; tincub: tiempo de incubación; C DQO: concentración de DQO; C DBO: concentración de DBO.

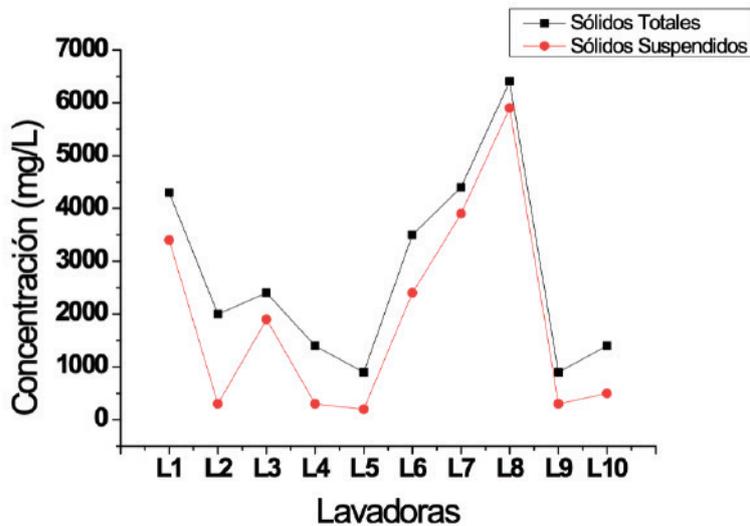
Aceites y Grasas

Las concentraciones de aceites y grasas (AG) de cada lavadora sobrepasan el LMP para aceites y grasas que es 70 mg/L (Ministerio del Ambiente, 2015). Los análisis evidencian que la L1, L2 y L6 son las lavadoras con mayor concentración de AG en el agua residual que producen sobre pasando los 4.500 mg/L. Mientras tanto el 70 % de las lavadoras se mantiene por debajo de los 1.000 mg/L que es un valor muy elevado para hacer una descarga al alcantarillado público.

Sólidos Suspendidos y sólidos totales

Las aguas residuales de las 10 lavadoras tienen presencia de sólidos tanto suspendidos como totales. Solamente la L5 está por debajo de los límites máximos permisibles establecidos por el TULSMA con 200 mg/L para sólidos suspendidos y 900 mg/L para sólidos totales (Ministerio del Ambiente, 2015). La L4 también cumple con la concentración adecuada para sólidos totales alcanzando 1.400 mg/L. El comportamiento de las concentraciones (Figura 3) de los sólidos suspendidos y sólidos totales es muy similar, pero muestran concentraciones muy elevadas la L1. L7 y L8.

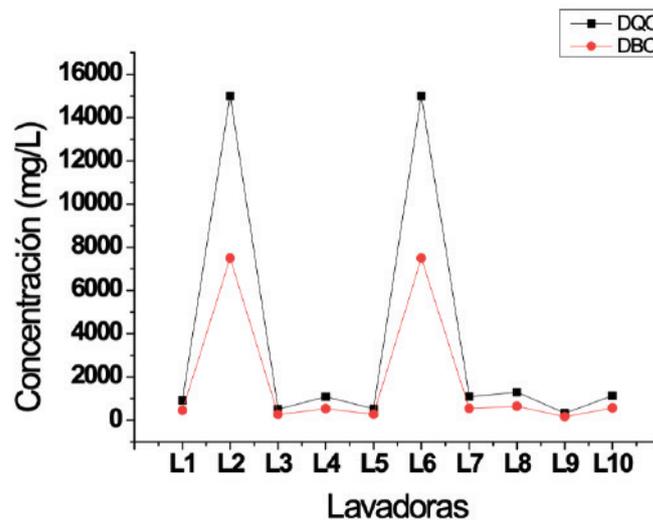
Figura 3. Concentración de Aceites y Grasas. Sólidos Suspendedos. Sólidos Totales.



Demanda química de oxígeno (DQO) y demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅).

En la Figura 4 se puede ver los resultados de la concentración de DQO y DBO₅ que presenta cada lavadora. Donde la L2 y la L6 presentan las concentraciones más altas de alrededor de 1.500 mg/L y sobre los 700 mg/L para la DQO y DBO₅ respectivamente. Para las otras lavadoras se mantiene entre 500 y 1.500 mg/L para los dos parámetros.

Figura 4. Concentración DQO Y DBO₅.



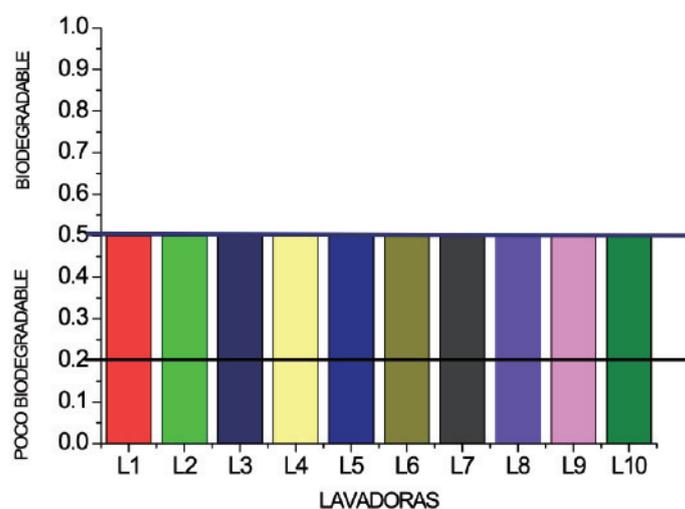
Relación de la biodegradabilidad

Como se muestra en la tabla 11 y la Figura 5, la relación de la biodegradabilidad en nuestras lavadoras es constante debido a que los estudios muestran que el DBO₅ es aproximadamente el 50% del DQO. Por lo que se obtiene el resultado de 0,5 lo cual indican que existen vertidos de naturaleza urbana. Son biodegradables y el agua residual puede ser tratada mediante tratamientos biológicos.

Tabla 11. Relación de la biodegradabilidad.

LAVADORAS	DQO	DBO	RELACIÓN
L1	917	458,50	0,50
L2	>15.000	7.500,00	0,50
L3	517	258,50	0,50
L4	1.080	540,00	0,50
L5	540	270,00	0,50
L6	>15.000	7.500,00	0,50
L7	1.097	548,50	0,50
L8	1.293	646,50	0,50
L9	332	166,00	0,50
L10	1.136	568,00	0,50

Figura 5. Relación de la biodegradabilidad.



Conclusiones

La infraestructura de las lavadoras analizadas no cumple con la Guía de prácticas ambientales de mecánicas, lubricadoras y lavadoras en especial en la parte de pisos impermeables adecuados, canales de evacuación del agua y almacenamiento de los desechos. Los volúmenes de entrada y de salida tienen una diferencia de más del 50% esto debido a las características del piso de las lavadoras que son en la mayoría permeables y así el agua contaminada filtra fácilmente contaminando el suelo. La cantidad de agua promedio que se ocupa para lavar un automóvil en la provincia de Tungurahua cantón Ambato es 88,52 L/veh, para lavar una camioneta es 122,49 L/veh y para lavar un 4*4 es 113,90 L/veh. La cantidad de agua máxima que se ocupa para lavar un automóvil es 381,60 L/veh, una camioneta es 598,32 L/veh, un 4*4 es 363,35 L/veh. Los parámetros analizados del agua residual proveniente de las lavadoras de carros presentan valores mayores a los especificados en el TULSMA en la mayoría de los casos para la descarga del efluente al sistema de

alcantarillado. Los procesos analizados para cada establecimiento tienen la similitud que la mayoría de las lavadoras cuentan con tratamientos de lodos, grasas, cribados y otras lavadoras no tienen ningún tratamiento, descargando directamente al alcantarillado público. Todas las lavadoras utilizan el agua para un prelavado y lavado del carro.

Referencias

- Alianza por el Agua. (2008). Manual de depuración de aguas residuales urbanas. Centa, Secretariado de Alianza Por El Agua, Ecología Y Desarrollo. <https://doi.org/Z-2802/08>
- Alcaldía Metropolitana. (2008). Guía de prácticas ambientales, mecánicas, lubricadoras y lavadoras. Guía de Prácticas Ambientales.
- Belmont, M. A., Cantellano, E., Thompson, S., Williamson, M., Sánchez, A., & Metcalfe, C. D. (2004). Treatment of domestic wastewater in a pilot-scale natural treatment system in central Mexico. *Ecological Engineering*, 23(4–5), 299–311. <https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2004.11.003>
- Cabrera, H., Garcés, M., & Paredes, P. (2012). Producción de Aguas Servidas, Tratamiento y Uso en el Ecuador H. Ministerio de Agricultura, Ganadería Y Pesca Ministerio de Salud Pública `
- Carrasquero, S., Terán, K., Mas y Rubí, M., Colina, G., & Díaz, A. (2015). Evaluación de un tratamiento fisicoquímico en efluentes provenientes del lavado de vehículos para su reutilización. *Impacto Científico*, 10(2), 122–139.
- Gil, M., Soto, A., Usma, J., & Gutiérrez, O. (2012). Contaminantes emergentes en aguas, efectos y posibles tratamientos. *Producción + Limpia*, 7(2), 52–73.
- González, A., De Mejías, L., González, J., Carrasquera, S., & Montiel, A. (2017). Uso de las Semillas de Moringa oleífera como coagulante en el tratamiento de efluentes provenientes del lavado de vehículos. *Revista Internacional de Biología*, 51(1), 31–42.
- Hidalgo, J., Montano, J., & Sandoval, M. (2005). Recientes aplicaciones de la depuración de aguas residuales con plantas acuáticas. *Teoría*, 14(1), 1–10. Recuperado de <http://www.ubiobio.cl/theoria/v/v14/a2.pdf>.
- Higuera Cobos, O. F., Arroyave Londoño, J. F., & Flores García, L. C. (2009). Diseño de un biofiltro para reducir el índice de contaminación por cromo generado en las industrias del curtido de cueros. *Dyna*, 76(160), 107–119. <https://doi.org/0012-7353>
- Huybrechts, D., De Baere, P., Van Espen, L., Wellens, B., & Dijkmans, R. (2002). Best available techniques for car- and truckwash companies.
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2013). Norma técnica ecuatoriana NTE INEN 2669.
- Kiran, S. A., Arthanareeswaran, G., Thuyavan, Y. L., & Ismail, A. F. (2015). Influence of bentonite in polymer membranes for effective treatment of car wash effluent to protect the ecosystem. *Ecotoxicology and Environmental Safety*, 121, 1–7. <https://doi.org/10.1016/j.ecoenv.2015.04.001>
- Mas y Rubí, M., Martínez, D., Carrasquero, S., & Vargas, L. (2011). Uso de la moringa oleífera para el mejoramiento de la calidad del agua de un efluente doméstico proveniente de lagunas de estabilización. *Boletín Del Centro de Investigaciones Biológicas*, 45(2), 169–180.
- Ministerio del Ambiente. (2015). Norma de calidad ambiental y de descarga de efluentes: recurso agua. Anexo 1 Del Libro vi Del Texto Unificado de Legislación Secundaria Del Ministerio Del Ambiente: Norma de Calidad Ambiental Y de Descarga de Efluentes Al Recurso Agua.

- Patiño, Y., Díaz, E., & Ordóñez, S. (2014). Microcontaminantes emergentes en aguas: tipos y sistemas de tratamiento. *Avances En Ciencias E Ingeniería*, 5(2), 1–20.
- Reynolds, K. A. (2002a). Tratamiento de Aguas Residuales en Latinoamérica Identificación del Problema. *De La Llave*, 1–4.
- Rodríguez-Miranda, J. P., Gómez, E., Garavito, L., & López, F. (2010). Estudio de comparación del tratamiento de aguas residuales domésticas utilizando lentejas y buchón de agua en humedales artificiales. *Tecnología Y Ciencias Del Agua*, 1(1), 1–10.
- Rodríguez Boluarte, I. A., Andersen, M., Pramanik, B. K., Chang, C. Y., Bagshaw, S., Farago, L., ...Shu, L. (2016). Reuse of car wash wastewater by chemical coagulation and membrane bioreactor treatment processes. *International Biodeterioration and Biodegradation*, 113, 44–48. <https://doi.org/10.1016/j.ibiod.2016.01.017>
- Ruiz Arango, A. (2004). La biofiltración, una alternativa para la potabilización del agua. *Lasallista De Investigación*, 1(2), 61–66.

Análisis de los sistemas anaeróbicos para la purificación lixiviados de rellenos sanitarios y la generación de energía renovable: reactores UASB, sistemas anammox y bioceldas

Analysis of anaerobic systems for landfill leachate treatment and renewable energy generation: UASB reactors, anammox systems and biocells

Doménica Selena-Mesías¹; Nataly Solís-Salas¹; Rodny Peñafiel-Ayala¹

¹Universidad Técnica de Ambato, Facultad de Ciencia e Ingeniería en Alimentos y Biotecnología, Ambato-Ecuador, Email: rd.penafiel@uta.edu.ec

DOI: <http://dx.doi.org/10.31243/id.v15.2022.1600>

Resumen

Los rellenos sanitarios son utilizados como disposición final de los desechos de la población en el mundo, no obstante, el problema que se presenta es la aparición de lixiviados debido a la transferencia de agua a través de los residuos sólidos conteniendo alta carga orgánica, concentración de amonio y demás metales pesados generando gran preocupación ambiental. En este artículo se analiza mediante revisión bibliográfica los tratamientos biológicos anaerobios para la purificación de lixiviados de vertederos presentando buenos resultados en la remoción de contaminantes debido a sus sistemas con operación simple y de bajo costo, además destacan por su buen rendimiento para la producción de biogás que es de gran importancia para reutilizarlo como fuente de energía generando un ahorro económico. El estudio se enfoca en los siguientes sistemas: reactores UASB, sistemas anammox y bioceldas.

Palabras clave: *Tratamiento anaerobio, biorreactor de vertedero, UASB, anammox, biogás.*

Abstract

Landfills are used as final disposal of waste from the population in the world, however, the problem that arises is the generation of leachates due to the transfer of water through the solid waste containing high organic load, concentration of ammonium and heavy metals creating environmental concern. This article analyzes through a literature review the anaerobic biological treatments for the purification of leachates from landfills. These processes largely remove water pollutants, are simple and generate low operation costs. These systems also stand out for their good performance to produce biogas which can be reused as a source of energy generating economic savings. The study is aimed at the following systems: UASB reactors, anammox systems and biocells.

Keywords: *Anaerobic treatment, landfill bioreactor, UASB, anammox, biogas*

Introducción

El vertido de desechos en los rellenos sanitarios es uno de los mayores retos que deben enfrentar las autoridades ambientales por el potencial efecto contaminante que trae consigo, encontrándose seriamente amenazado el medio ambiente, en gran parte por un mal de manejo de los residuos en los vertederos afectando los recursos agua y suelo **(Ayala, 2018)**. Por esta razón se deben establecer procesos de depuración de los diferentes componentes contaminados producidos en el manejo de los residuos sólidos urbanos en rellenos sanitarios. La putrefacción natural de estos residuos depositados en vertederos en contacto con el agua infiltrada produce un líquido tóxico de coloración negra, conocido como lixiviado, el cual debe ser tratado apropiadamente por su alto nivel de contaminación. **(Zafra & Romero, 2019)**.

El lixiviado es un fluido producido por la interacción entre los residuos sólidos en descomposición y el agua de lluvia. Esto provoca una mezcla con alta contaminación de materia orgánica, el cual se percola a través del vertedero **(Ayala, 2018)**. Este tipo de agua residual se origina por el gran contenido de humedad que contienen los desechos al ponerse en contacto con agua de lluvia **(Andreja et al., 2015)**.

Los factores más relevantes de la generación del lixiviado son la evaporación, la transpiración, escorrentía que se penetra en el relleno proveniente del agua de lluvia, la humedad del suelo y la cobertura que posee el vertedero **(Cárdenas et al., 2020)**. Siendo la precipitación y la humedad inicial de los residuos las mayores causantes de su generación **(Chelliapan et al., 2020)**.

Los lixiviados que no son tratados pueden mezclarse con aguas subterráneas o superficiales, causando graves daños debido a que contienen una elevada concentración de compuestos orgánicos medidos en base al análisis de DBO (demanda bioquímica de oxígeno), DQO (demanda química de oxígeno) y carbón orgánico total **(Montesinos, 2015)**. Así mismo, el lixiviado presenta compuestos inorgánicos como Ca^{+2} , Mg^{+2} , Na^{+} , NH_4^{+} , Cl^{-} , SO_4^{-2} , HCO_3^{-} y metales (Fe, Cd, Cr, Cu, Pb, Ni, Zn) **(Filho, 2017)**

Otro factor contaminante que se produce en los vertederos es el biogás subproducto de la descomposición anaeróbica de la materia orgánica, por lo que este debe ser monitoreado para tener un manejo adecuado evitando riesgos ambientales. En la actualidad, la captura de biogás para su conversión en energía eléctrica es ampliamente aplicada **(Escamilla, 2019)**. Desde el punto de vista ambiental esto genera un doble aporte no solo ayuda con la eliminación de gases de efecto invernadero sino la aprovecha biogás como combustible para generar electricidad generando ahorros económicos **(Blanco, 2017)**.

El volumen de biogás producido va a depender de la humedad presente en los residuos, condiciones climáticas, edad del lixiviado, cantidad de materia orgánica y su compactación **(Najera, 2011)**.

Muchos países en Latinoamérica no cuentan con métodos adecuados de tratamiento lixiviados poniendo en riesgo los recursos naturales, por lo que resulta de gran interés el estudio de nuevas tecnologías que han sido desarrolladas a nivel mundial destacándose los tratamientos biológicos anaeróbicos por su alta eficiencia en remoción de carga orgánica y bajo costo con la intervención de microorganismos que degradan la materia orgánica **(Zafra & Romero, 2019)**.

El análisis de las tecnologías de tratamiento biológico de lixiviados es fundamental para su aplicación a

escala real en vertederos municipales, con el propósito de aplicar las mejores opciones de tratamiento de lixiviados y minimizando el impacto ambiental. La presente investigación se evaluó comparativamente mediante la revisión de artículos científicos los siguientes procesos de depuración de lixiviados de rellenos sanitarios: reactores UASB, sistemas anammox y bioceldas.

Desarrollo histórico de cada tecnología

Reactor anaerobio de flujo ascendente (UASB)

Los reactores UASB (uplow anaerobic sludge bed or blanket) empezaron a ser estudiados en la década de los 70 por el Dr. Gatzke Lettinga (**Hernández, 2018**) por la necesidad de optimizar la calidad de lixiviados desechados donde, a partir de experiencias con filtros aeróbicos propuso reemplazar el medio de soporte por un separador trifásico (**Amaguaya, 2019**), al principio se utilizaron para la extracción del almidón en la producción de papas y para obtener azúcar de la remolacha. Poco después se realizaron estudios en Holanda a escala laboratorio para el tratamiento de aguas residuales (**Almeida et al., 2018**).

Este tipo de biorreactor fue implementado primero en países Latinoamericanos como Colombia diseñando el primer reactor a escala piloto siguiendo los parámetros de estudios anteriores y posteriormente se instaló una planta a escala real (**Loja & Quezada, 2017**). Posteriormente México para el tratamiento de aguas residuales municipales, tiempo después se realizaron los primeros estudios a escala piloto en Brasil (**Márquez & Martínez, 2011**).

En base a las experiencias en los países Latinos se implementó más adelante en Estados Unidos y países europeos como India, Egipto, China donde se mejoró algunas limitaciones en la configuración de estos reactores (**Eia, 2012**).

Oxidación anaerobia del ion amonio (Anammox)

La oxidación del amonio mediante condiciones anaerobias fue propuesta por Broda en 1977, mediante cálculos termodinámicos y el ciclo de vida del nitrógeno, ya que hasta ese momento solo había sido posible la oxidación en condiciones aerobias (**Peralta y Serrato, 2017**).

Pero fue Mulder et al. (1995) que lo confirmó mediante el tratamiento anammox conocido así por sus siglas en inglés (*Anaerobic Ammonium Oxidation*) estudiado en un reactor desnitrificante de lecho fluidizado a escala piloto que operaba para degradar los residuos de una planta de producción de levadura (**Leal, 2015**), donde se explica el comportamiento de las bacterias anammox (**Sultana, 2016**).

Van de Graaf et al. (1996) demostró la presencia de bacterias autótrofas que intervienen en la reacción de anammox, determinando que se debía usar cultivo con nitrito para su crecimiento. Además, se aclaró la ruta de conversión de amoniaco a nitrógeno gaseoso (**Leal, 2015**).

Actualmente existen más de 100 plantas en todo el mundo, en su mayoría se ubican en Europa seguido de Estados Unidos, indicando así que el interés por esta tecnología va en aumento (**Val del Río, 2015**).

Biorreactor de vertedero

La adición de humedad o lixiviados recirculados en los vertederos, la propuso Pohland en la década de 1970

que posteriormente se denominó biorreactor de vertedero (landfill bioreactor), mientras que Cheremisinoff y Morresi en 1976 mencionaron que el lixiviado recirculado mejorará la degradación de residuos y generación de gas (Feng, 2015).

Alfred P. Leuschner (1989) fue quien planteó que mediante la recirculación de lixiviados se logra una mejor degradación de la materia orgánica de los residuos, generando así un ambiente favorable para los microorganismos al interior del vertedero.

Fue así como Jesús Rodríguez en 1999 realizó una tesis doctoral donde planteó un biorreactor a escala piloto para la digestión anaerobia de residuos mediante la recirculación de lixiviados obteniendo resultados favorables al reducir la carga orgánica de los lixiviados.

A partir del 2001 comenzaron a funcionar 4 biorreactores de vertedero a gran escala con el objetivo de investigar el impacto en la biodegradación y estabilización de residuos sólidos, pero fue en el 2014 que la Oficina de Investigación y Desarrollo de Estados Unidos, ORD (de sus siglas en inglés Office of Research and Development), publicó el "Permiso de operaciones de biorreactores de vertederos" (EPA, 2018).

2. Fundamentos del tratamiento anaeróbico de lixiviados (biorreactores UASB, sistemas anammox y bioceldas)

Reactor anaerobio de flujo ascendente (UASB)

El reactor de manto de lodo anaeróbico de flujo ascendente trabaja de forma continua donde el afluente ingresa por la parte inferior del reactor y fluye a través de un manto de lodo que sube por acción de los gases generados, de tal manera que se va tratando conforme asciende (Ibáñez & Bayona, 2018). Presenta un separador trifásico GLS (gas, sólido, líquido) ubicado en la parte superior cuyo objetivo es separar el flujo tratado (ver figura 1), el cual sale por una tubería ubicada en la zona lateral (Salmerón, 2020). El biogás producido por la degradación se evacúa por la campana trifásica y el lodo retorna a la zona de digestión (Maldonado & Cajiao, 2017).

La degradación anaeróbica que se produce dentro del reactor es un proceso biológico donde las bacterias anaeróbicas digieren la materia orgánica con el objetivo de obtener energía para sobrevivir y generar gas metano (Rizvi et al., 2018). El proceso de digestión

se puede explicar con la reacción:

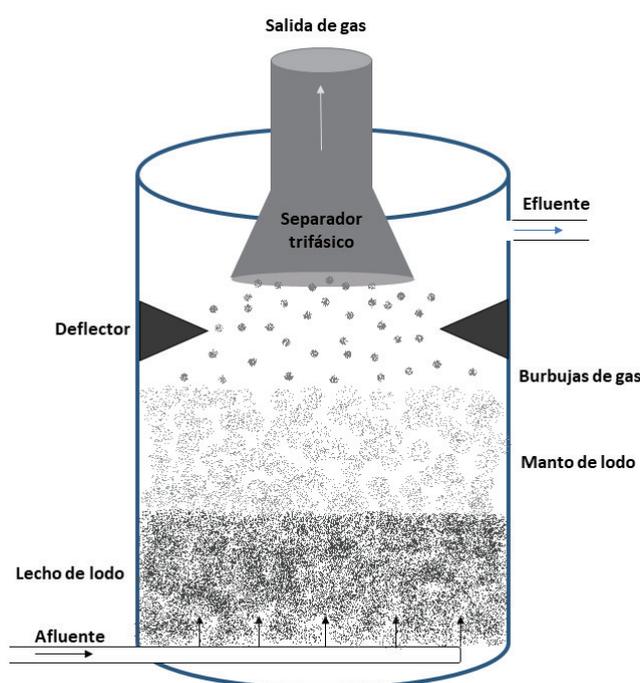
Materia orgánica \longrightarrow Nuevas Células + Energías para las células + CH₄ + CO₂ + Otros productos

Al interior del tanque reactor se forman 3 zonas para el tratamiento de lixiviados según Orozco & Zambrano, 2020: La zona de lecho de lodos, el cual se va al fondo del biorreactor lugar donde se encuentra la concentración de microorganismos formándose una biomasa en forma de gránulos que degradará el material orgánico y donde se producirán las reacciones bioquímicas.

Encima se encuentra el manto de lodo, capa con una menor velocidad de sedimentación, donde se encuentran los microorganismos distribuidos al interior del UASB, además presenta una menor concentración de lodos (**Castro, 2018**).

En la parte superior está la zona de reposo donde los lodos y gránulos que se han desprendido de la parte inferior se asientan nuevamente en el lecho (**Dutta et al., 2018**).

Figura 1. Esquema del biorreactor anaerobio de flujo ascendente (UASB). El afluente se depura por interacción del lecho y manto de lodo.



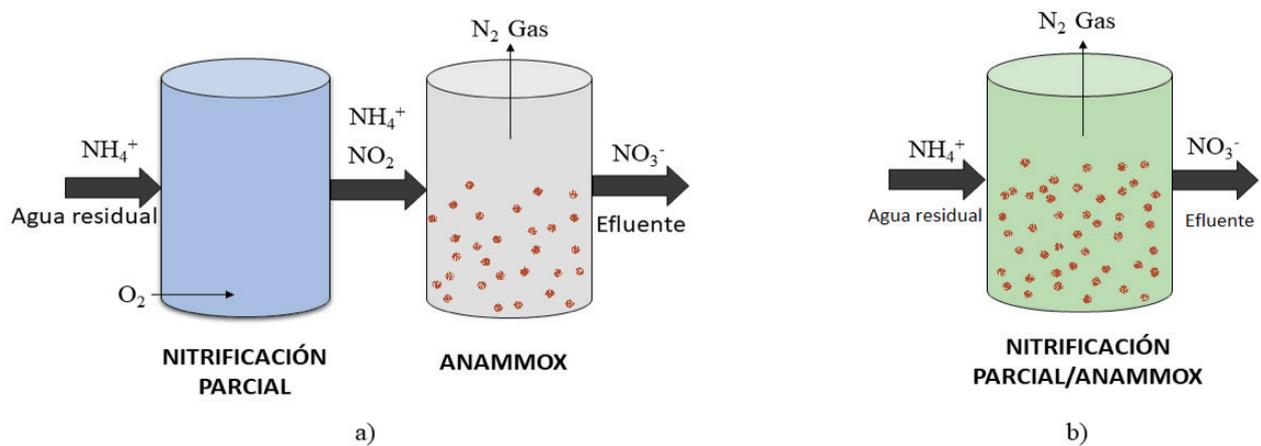
2.1. Oxidación anaerobia del ion amonio (anammox)

Esta tecnología es usada primordialmente para el tratamiento de lixiviados maduros que contienen una DQO no biodegradable y una elevada concentración de nitrógeno (**Ahmad et al, 2020**). El nitrógeno amoniacal de los lixiviados se debe principalmente a la hidrólisis y amonificación de los residuos orgánicos en presencia de nitrógeno (**Wu, 2021**).

El proceso anammox no puede darse por si solo debido a que necesita un efluente rico en amonio y nitrato, por lo que se requiere antes un sistema pre-oxidación de amonio a nitrito (50-60% de amonio) para su posterior conversión en N₂ (**Alzate, 2019**).

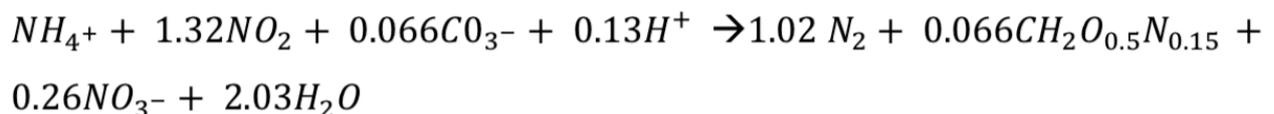
Por lo tanto, el proceso de eliminación del amoniaco se da en dos pasos (ver figura 2) el primero es la nitrificación parcial que es la conversión de amonio en nitrito por bacterias oxidantes de amonio (**Cho, 2020**), después actúa entonces el proceso de anammox donde el amonio restante reacciona con el nitrito generando gas dinitrógeno, eliminando intermediarios de óxidos nitrosos que causan el efecto invernadero (**Montesinos, 2015**).

Figura 2. Esquema del sistema anammox.



Nota: (a) de dos etapas y (b) de una sola etapa.

El proceso lo realizan bacterias anammox que son las encargadas de usar amonio (NH_4) como donante y nitrito (NO_2) como receptor de electrones para transformarlo gas nitrógeno (N_2) bajo condiciones anóxicas utilizando dióxido de carbono como fuente sin necesidad de materia externa (Gamoñ et al., 2019). Su crecimiento se debe a la fijación de dióxido de carbono (Ni & Zhang, 2013). Según Montesinos (2015) la reacción química del proceso de anammox es:



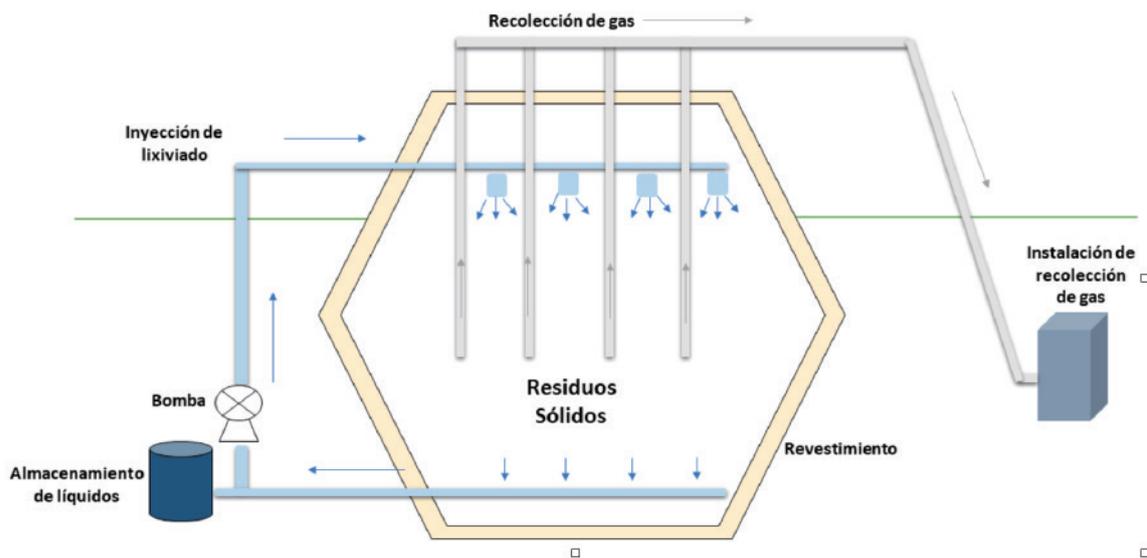
Biorreactor de vertedero (landfill bioreactor)

Es un biorreactor anaeróbico donde el lixiviado se recircula y así aumentar la humedad (40-60%) de la masa de desechos acelerando la biodegradación de los residuos del relleno sanitario mediante bacterias anaerobias (Addario & Ruggeri, 2016). Se genera una mayor velocidad de producción de biogás, el cual puede ser capturado evitando el efecto invernadero (ver figura 3).

El objetivo de estos vertederos es la rápida descomposición de los desechos creando condiciones favorables en la masa con lo que se pretende mantener estable a los residuos por un mayor tiempo evitando contaminaciones ambientales que al no descomponerse podría causar infiltraciones en el suelo (Rodrigo, 2020). A comparación de los rellenos sanitarios habituales donde se acumulan capas secas de basura (Lakshmikanthan & Sivakumar Babu, 2017) mediante el biorreactor de vertedero anaerobio el lixiviado es recolectado, almacenado, tratado y recirculado facilitando así según Chembukavua et al (2019):

- una rápida descomposición de los residuos
- lograr que las concentraciones de los contaminantes en el lixiviado estén dentro de los límites permisibles, en una corta duración
- la generación rápida de biogás que podría utilizarse para generar energía

Figura 3. Diagrama esquemático del vertedero de biorreactores anaeróbicos. Recirculación de lixiviado y rápida generación de biogás.



Factores operacionales

A continuación, se presenta la tabla 1, donde se ha comparado los factores operacionales de las tres tecnologías de tratamiento de lixiviados: biorreactor anaerobio de flujo ascendente (UASB), oxidación anaerobia del ion amonio (anammox) y biorreactor de vertedero (landfill bioreactor).

Tabla 1. Factores operacionales de las tecnologías anaerobias para el tratamiento de lixiviados

Parámetro	Reactor anaerobio de flujo ascendente (UASB)	Oxidación anaerobia del ion amonio (anammox)	Biorreactor de vertedero (landfill bioreactor)
pH	6,5 - 8	6,7 - 8,3	6,8 - 8,0
Temperatura (°C)	30 - 38	20 - 43	20 - 45
Oxígeno disuelto (mg/L)	0-2,10	<0,1	0-0,18
Retención hidráulica	1 - 3 días	1 - 5 días	-
Humedad (%)	-	-	40 - 70
DQO del afluente (mg/L)	45.000	<40.000	30.000 - 70.000

Nota: (-) no aplica en el reactor

Se observa que el rango de temperatura de operación de los biorreactores UASB es ligeramente inferior que el de la otras tecnología, mientras que el tiempo de retención hidráulica de los sistemas anammox es ligeramente superior al tiempo de residencia de los rectores UASB (Rizvi et al., 2018), (Gamoñ et al., 2019). El rango de concentración de DQO del afluente que se alimenta a biorreactores de vertedero es ligeramente superior al alimentado de las otras tecnologías, mientras que el pH y la concentración de oxígeno disuelto son similares en los tres tipos de reactores (Addario & Ruggeri, 2016), (Ni & Zhang, 2013).

Ventajas y desventajas de cada tecnología

La tabla 2 indica las ventajas y desventajas encontradas en cada una de las tecnologías de tratamiento de lixiviados analizadas.

Tabla 1. Ventajas y desventajas de las tecnologías para el tratamiento de lixiviado

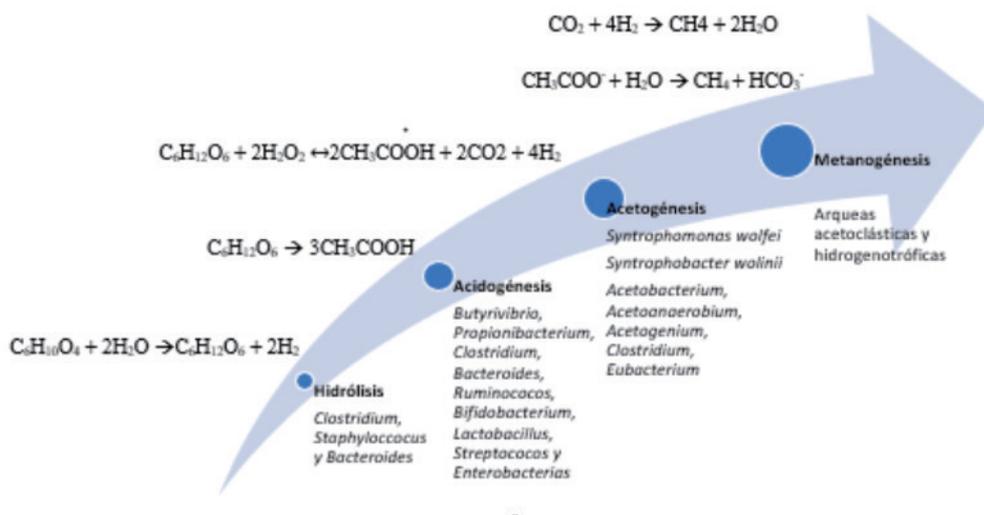
Tratamiento	Ventajas	Desventajas
Reactor anaerobio de flujo ascendente (UASB)	<ul style="list-style-type: none"> -Simplicidad para montar el sistema con una menor producción de lodos. -Costos operacionales bajos a comparación de otros tratamientos (Dutta et al., 2018). -Fácil operación y mantenimiento. -Los lodos que se encuentran al interior del reactor pueden durar por largos periodos, la biomasa puede preservarse sin necesidad de que este constantemente alimentando hasta por un par de meses (Quispe, 2019). -Menor gasto energético ya que no se requiere agitadores mecánicos debido a que la turbulencia al interior del reactor es causada naturalmente por las burbujas generadas del biogás (Alayon, 2020). -El proceso de digestión se realizan en un mismo tanque sin necesidad de utilizar más compartimentos adicionales (Hoyos 2016). 	<ul style="list-style-type: none"> -Tiempo elevado requerido para la puesta en marcha de reactor y su estabilización (Veiga, 2015) -Se genera sulfuro de hidrógeno provocando malos olores debido a la presencia de sulfatos. -La existencia de ciertos minerales disueltos y amoniaco presentes producen toxicidad durante el consumo de materia orgánica de los microorganismos (Reyes, 2015). -Sensible a la presencia de agentes tóxicos y a los cambios de temperatura y pH en el medio (Giraldo, 2020). -La acumulación de materia en el reactor ocasiona un grave problema, taponando los compartimentos por donde pasa el efluente con lixiviado produciendo un colapso (Álvarez, 2006).
Oxidación anaerobia del ion amonio (Anammox)	<ul style="list-style-type: none"> -No necesita de una fuente de carbono orgánico, ya que las bacterias anammox utilizan como donador de electrones al amoniaco (Leal, 2015). -Las bacterias empleadas se vuelven inactivas si presentan condiciones poco favorables para sobrevivir pero rápidamente se activan bajo condiciones favorables (Cho & Nguyen, 2020). -Al tratarse de un proceso autótrofo no necesita de materia orgánica por lo que genera un ahorro en la adición de reactivos (Val del Río, 2014). -Generan un 85% menos de lodo (Garrido y Paredes, 2019). 	<ul style="list-style-type: none"> -Largo periodo de puesta en marcha por el lento crecimiento de las bacterias anammox ($\mu_{max}=0,065 \text{ d}^{-1}$) las cuales presentan alta sensibilidad bajo condiciones operacionales dentro del reactor, además que se muestran vulnerables ante otros microorganismos que compiten por el mismo sustrato (Roldán, 2018). -Se requieren aguas residuales con baja relación de carbono/nitrógeno menor a 5 ya que la materia orgánica podría inhibir el proceso (Val del río, 2014). -Baja eficiencia en la degradación de materia orgánica

<p>Biorreactor de vertedero (landfill bioreactor)</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Rápida estabilización de la fracción orgánica facilitando la producción de biogás en un menor tiempo (Addario & Ruggeri, 2016). -Descomposición microbiana acelerada de los residuos disminuyendo el volumen de los desechos (Cossu & Grossule, 2018). -Reduce el efecto invernadero ya que disminuye la emisión de gases al ambiente (Kaszubska & Wzorek, 2017). -Mayor capacidad de espacio para los desechos debido al rápido asentamiento en el periodo de funcionamiento (Rodrigo et al., 2020). -Los desechos tratados y estabilizados pueden venderse como abono, además si el vertedero cierra la tierra puede ser utilizada al instante (Kaszubska & Wzorek, 2017). -Mayor sostenibilidad por lo que permite la posible reutilización de la tierra (Hecham, 2016). 	<ul style="list-style-type: none"> -Filtración de lixiviados cuando el líquido es incorporado a una alta presión o cuando la velocidad del caudal es mayor (Mathew, 2013). -El contenido de amoníaco es un problema ya se encuentra continuamente recirculando por lo que no logra ser degradado completamente al interior del reactor (Rodrigo, 2020). -Incremento de olores e inestabilidad física de la masa de desechos debido al aumento de humedad (Grossule, 2018). -Costo elevado de puesta en marcha debido a que es un trabajo de ingeniería donde se debe realizar instalaciones de tuberías e incremento en los costos de operación y monitoreo (Tolaymat & Morris, 2014).
---	---	--

5. Microbiología de la degradación de contaminantes orgánicos en lixiviados de rellenos sanitarios

En la degradación de materia orgánica de lixiviados intervienen bacterias anaerobias estrictas y facultativas durante las distintas etapas biológicas de digestión según (**García, 2016**):

Figura 4. Etapas biológicas de digestión



Nota: Representación de las etapas biológicas de digestión, reacciones químicas y microorganismos que intervienen.

Como se muestra en la figura 4 la primera etapa es la hidrólisis en donde intervienen bacterias hidrolíticas acidogénicas, mediante la generación de enzimas extracelulares transforman moléculas complejas en moléculas solubles degradables (Chelliapan et al., 2020). En la acidogénesis, mediante fermentación, los sustratos hidrolizados se convierten en ácidos orgánicos, la glucosa se convierte en ácido acético (Ibáñez & Bayona, 2018). En la acetogénesis los ácidos grasos generados son digeridos convirtiéndose en H₂, CO₂ y ácido acético. Se genera ácido acético a partir de hidrógeno y dióxido de carbono (Vélez, 2020). En la última etapa, la metanogénesis, un 30 % del metano se transforma usando hidrógeno, mientras que el otro 70% es generado por la conversión del acetato (Jesús, 2017)

Para la eliminación de amonio presente en los lixiviados se emplean bacterias Anammox quimiolitotróficas anaeróbicas obligadas las cuales son un grupo diferente ya que las reacciones ocurren en una membrana celular llamada Anammoxozoma, sitio en el cual se da el catabolismo del anammox (Kumar et al, 2017).

Mediante técnicas moleculares se han detectado grupos específicos de microorganismos no cultivables. Se clasificaron dentro del Dominio Bacteria, pertenecientes al Filo Planctomycetes y en el Orden de los Planctomycetales y Brocadiales, donde constan las siguientes especies bacterianas:

Tabla 3. Especies bacterianas anammox reportadas en diferentes estudios

Bacterias reportadas en diferentes estudios	Fuente bibliográfica
<i>Candidatus Brocadia sinica</i> <i>Candidatus Brocadia brasiliensis</i>	(Araujo, et al., 2011)
<i>Candidatus Brocadia anammoxidans</i> <i>Candidatus Kuenenia stuttgartiensis</i> <i>Candidatus Scalindua wagneri</i> <i>Candidatus Anammoxoglobus propiuniua</i> <i>Candidatus Jettenia asiática</i>	(Sultana, 2016).
<i>Candidatus Brocadia fulgida</i>	(Hendrickx, et al., 2014)

Las especies *Candidatus Brocadia* y *Candidatus Kuenenia* son los organismos que se encuentran con mayor frecuencia en los enriquecimientos de plantas de tratamiento de aguas residuales y reactores de anammox a gran escala. Tienen forma de cocos con diámetro en un rango de 800 a 1100 nm, presentando una coloración naranja por la concentración de citocromos en el interior de sus células (Leal, 2015).

El proceso anammox está estimulado por el óxido nítrico, hidracina e hidroxilamina que cumplen la función de intermediarios creando una fuerza motriz de protones a través de la membrana, que es utilizada para generar ATP (Gonzalez et al, 2018).

Existen dos vías para la biotransformación del nitrógeno en las bacterias anammox según análisis de Wu (2020). La primera vía metabólica el nitrito (NO₂) se reduce a hidroxilamina (NH₂OH), para después combinarse con amonio formando así la hidracina (N₂H₄). Un ejemplo de esto se produce en la bacteria *Candidatus Brocadia*. La segunda vía el nitrito (NO₂) se reduce a óxido nítrico (NO), posteriormente se

combina con el amoniaco para formar hidracina. La bacteria *Candidatus Kuenenia* presenta este proceso. En las dos vías después de la formación de hidracina esta es oxidada a nitrógeno gaseoso.

Escalado de la tecnología

A continuación, se presentan los resultados obtenidos del escalado de las tecnologías de tratamiento de lixiviados analizadas, en perspectiva de su aplicación a escala piloto y a gran escala.

Reactor anaerobio de flujo ascendente (UASB)

Tabla 4. Reactores UASB a escala piloto en rellenos municipales para el tratamiento de lixiviados

Ubicación	Volumen del reactor (L)	Resultados obtenidos	Fuente
Ecuador	-	Remoción de DBO de 83,73% y DQO 74,97% mientras que para el nitrógeno amoniacal se obtuvo una reducción de 86,30%.	(Arias et al., 2020).
Colombia	5	Valores de DQO disminuyeron en un 80% mientras que el DBO un 87%.	(Caicedo, 2006)
Ecuador	10,8	Se obtuvo un 82% en reducción de DBO mientras que el DQO disminuyó un 75%, además el Nitrógeno amoniacal se redujo en un 85,61%.	(Amaguaya, 2019)
Perú	7,5	Remoción de DQO del 76,90%.	(Castro, 2018)
India	1,5	Se logró una eficiencia de remoción de 67 y 91% de DQO. Sin embargo, se determinó que la biomasa presenta sensibilidad por lo que se debe tener un monitoreo constante de inhibidores tóxicos.	(Singh & Mittal, 2012)

Nota: (-) dato no especificado en el estudio

Tabla 5. Reactores UASB a gran escala en rellenos municipales para el tratamiento de lixiviados

Ubicación	Volumen (m ³)	Resultados obtenidos	Fuente
India	38,48	Remoción de 51% para DQO, 56% para DBO y 54% para TSS, además de ser capaz de generar biogás entre 0,20-0,40 m ³ kg ⁻¹ DQO eliminado.	(Gaur et al, 2017)
Colombia	-	Resultados satisfactorios con remoción del 66% de DBO, 52% de DQO y 60% de SS. Además de una producción de 82,4% de Metano.	(Salasar et al., 2018)
Cuba	38,48	Porcentajes de eliminación de DBO y DQO satisfactorios.	(Cárdenas et al, 2020)
India	5000	Remoción de DQO del 74%, DBO del 75% y SST del 75%	(Gandarillas et al, 2017)

Nota: (-) dato no especificado en el estudio

Oxidación anaerobia del ion amonio (anammox)

Tabla 6. Estudios a escala laboratorio del proceso anammox

Ubicación	Reactor empleado	Volumen del reactor (L)	Porcentaje de eliminación de nitrógeno amoniacal (%)	Fuente
Polonia	SBR	20	86	(Tomaszewski et al, 2018)
China	UASB	4,46	87,5	(Zhang & Zhou, 2006).
China	MBBR	-	>90	(Li et al, 2018).
Turkia	CSTR	2,3	78	(Akgul et al, 2013)
Vietnam	Reactor híbrido HAR	5	>90	(Nath et al, 2014)

Nota: (-) dato no especificado en el estudio

Tabla 7. Estudios a gran escala del proceso Anammox

Ubicación	Volumen	Reactor empleado	Resultados Obtenidos	Fuente
Holanda	70 m ³	Sharom-Anammox	Lento crecimiento de biomasa generando problemas técnicos y operativos Funcionamiento estable a altas cargas orgánicas	(Abma 2007)
Suecia	256 m ³	MBBR	Remoción de nitrógeno >80%	(Dimitrova, 2020)
Alemania	165 m ³	Planta mejorada combinando lodos activados y carbón activado biofilm	Eliminación total de nitrógeno amoniacal del 94%	(Azari, 2017).

Biorreactor de vertedero (landfill bioreactor)

Tabla 8. Estudios a escala laboratorio del biorreactor de vertedero

Ubicación	Resultados obtenidos	Fuente
Italia	Resultados favorables en la disminución de DBO y DQO, sin embargo, no se obtuvo gran porcentaje de biogás	2016).
México	Baja eficiencia en la disminución del contenido de metales pesados. Aceleración en la biodegradación de la materia orgánica.	(Berriela et al, 2015)
India	Se logró una eliminación del 54% del contenido de carbono y un 99% de DQO del lixiviado	(Patil & Singh, 2016)
India	Se aceleró la tasa de producción de metano en un 25%. El tiempo de degradación de los residuos se redujo en un 25% a comparación del vertedero anterior.	(Mali et al, 2012).

Tabla 9. *Estudios a gran escala del biorreactor de vertedero*

Ubicación	Resultados obtenidos	Fuente
Canadá	Se mejoró el asentamiento de residuos y resultó en una recuperación del espacio aéreo del 30%, que sirvió para verter más residuos.	(Warith, 2002)
Estados Unidos	Se logró una producción de biogás más rápida, un aumento de las tasas de sedimentación y una disminución acelerada de la concentración de ciertos contaminantes.	(Abdallah & Kennedy, 2013).
Países Bajos	La biodegradación se logró en 4 años con un 90% de reducción del material orgánico	(Oonk et al. 2013)
Korea	Efectos positivos de la nitrificación ex situ + desnitrificación in situ. Estabilización acelerada de residuos	(Chung et al. 2015)

7. Retos de la tecnología, aspectos a desarrollar

Reactor anaerobio de flujo ascendente (UASB)

La ineficiencia que presenta comúnmente el reactor UASB se debe a fallas en el diseño hidráulico y geometría que impiden tener un buen desempeño en la remoción de lixiviado, por lo que para su dimensionamiento a gran escala se deben tomar en cuenta como parámetros de diseño fundamental (Gandarillas, 2017).

El principal reto para la implementación de estos reactores en zonas frías es la temperatura debido a que si es menor a 25°C la actividad microbiana se ve afectada. Se han realizado estudios con temperaturas psicrófilas (<20°C) que han dado resultados poco satisfactorios por lo que debe ser un indicio para futuras investigaciones (Jacobo, 2019).

El periodo de arranque del reactor UASB ha venido siendo un desafío para quienes lo han llevado a gran escala, desde sus inicios el periodo de tiempo ha sido extenso, sin embargo, en estudios recientes se ha visto disminuido. A pesar de esto sigue siendo un problema para su puesta en marcha (Castro, 2019).

Oxidación anaerobia del ion amonio (Anammox)

Uno de los principales retos para ampliar la aplicabilidad del sistema PN-Anammox se ha centrado en aguas residuales con altas relaciones DQO / N, ya que los efluentes

industriales contienen en muchos casos concentraciones de materia orgánica que pueden afectar negativamente el desempeño del proceso (Kumar, 2017).

Las bacterias anammox son muy difíciles de aislar en un cultivo puro ya que crecen en una mezcla de poblaciones bacterianas teniendo una gran dificultad para una utilización a gran escala debido a la falta de disponibilidad de biomasa suficiente para el proceso, por lo que varios estudios se han realizado para el cultivo independiente de esta bacteria que aún siguen en desarrollo (Ni et al., 2020).

El descubrimiento de nuevas especies de bacterias anammox que tienen propiedades especiales llama la atención de investigadores de todo el mundo entre ellas *Brocadia sinica* que junto con bacterias anammox dependientes de sulfato permitan tener una mayor eficiencia de remoción de nitrógeno amoniacal (**Quoc et al., 2015**).

Biorreactor de vertedero (landfill bioreactor)

Uno de los desafíos que ha venido enfrentando los biorreactores de vertedero es la acumulación de amoníaco en el lixiviado y al interior del vertedero, a pesar de que la recirculación de lixiviado ayuda en el proceso aun si sigue habiendo una degradación lenta a gran escala (**Grossule, 2018**).

La infraestructura de los biorreactores de vertederos es uno de los aspectos a desarrollar que aún siguen estando en análisis para su implementación a gran escala debido a las posibles fugas de lixiviados de los lados del relleno sanitario (**Byun, 2019**).

Otro aspecto que aún debe seguirse estudiando es el aumento de la presión del líquido en el revestimiento, ya que en estudios realizados han aumentado potencialmente el riesgo de contaminación del agua subterránea debido a la recirculación de lixiviados (**Hecham, 2016**).

8. Análisis de costos

Los biorreactores UASB presentan una alternativa rentable debido a que el proceso se lo realiza en un solo tanque y no se requieren de equipos para el control del proceso de elevada sofisticación. A escala industrial los costos de inversión de la planta de tratamiento de tipo UASB están alrededor de 300 000 a 750 000 USD cuando la capacidad del reactor es de 1000 m³ (**Bermúdez, 2003**).

Por otro lado, por lo general el sistema anammox se lo realiza en dos etapas elevando así los costos puesto que se emplean dos reactores en el primero la nitrificación parcial de amonio y en el reactor siguiente el proceso anammox. Se estima que el proceso anammox cuesta \$ 4.09 por cada kg de nitrógeno eliminado según análisis de Fux y Siegrist (2004).

Los costos generales para los biorreactores de vertedero pueden ser de dos a cuatro veces mayor que un vertedero convencional (**Grossule, 2018**), debido a que los rellenos sanitarios de biorreactores están diseñados y operados con un estándar más alto. En un biorreactor con un tamaño de 0,20 ha con 7700 toneladas de residuos se reportan valores de 959 000 USD.

Bibliografía

- Ahmad, I., Abdullah, N., Chelliapan, S., Yuzir, A., Koji, I., Al-Dailami, A., & Arumugham, T. (2020). Effectiveness of Anaerobic Technologies in the Treatment of Landfill Leachate. In *Solid Waste Management*. IntechOpen. doi:10.5772 / intechopen.94741
- Abdallah, M., & Kennedy, K. (2013). Advanced Monitoring and Control of Anaerobic Digestion in Bioreactor Landfills. *Biodegradation - Engineering and Technology*. 162-186. doi:10.5772/55715
- Abma, W. R., Schultz, C. E., Mulder, J. W., Van der Star, W. R. L., Strous, M., Tokutomi, T., & Van Loosdrecht, M. C. M. (2007). Full-scale granular sludge Anammox process. *Water Science and Technology*, 55(8-9), 27-33.
- Addario, M., & Ruggeri, B. (2016). Landfill Bioreactor Technology for Waste Management. *Environmental Footprints and Eco-Design of Products and Processes*, 211–235. doi:10.1007/978-981-10-0150-5_8
- Akgul, D., Aktan, C.K., Yapsakli, K. et al. (2013). Treatment of landfill leachate using UASB-MBR-SHARON-Anammox configuration. *Biodegradation* 24, 399–412. <https://doi.org/10.1007/s10532-012-9597-y>
- Alzate Marín, J. C. (2019). Remoción biológica de nitrógeno por nitrificación y desnitrificación aeróbica en reactor de cargas secuenciales SBR (Doctoral dissertation, Universidad Nacional de La Plata)
- Amaguaya, G. (2019). “Diseño De Un Sistema Biológico Para La Depuración De Lixiviados Generados En El Relleno Sanitario De Porlón.” (Tesis de Grado). Repositorio Institucional- Escuela Superior Politécnica De Chimborazo.
- Arias, F. E., Amaguaya, E. G., Carrera, L. S., & Rodríguez, A. A. (2020). Diseño de un biorreactor tipo UASB para el tratamiento de lixiviados provenientes de residuos urbanos. *Ciencia Digital*, 4(3), 138-151. <https://doi.org/10.33262/cienciadigital.v4i3.1306>
- Ayala R., A. (2018). Facultad de Ingeniería Facultad de Ingeniería. Ucv, 0–116. mayor que un vertedero convencional (
- Grossule, 2018), debido a que los rellenos
- Azari, M., Walter, U., Rekers, V., Gu, J.-D., & Denecke, M. (2017). More than a decade of experience of landfill leachate treatment with a full-scale anammox plant combining activated sludge and activated carbon biofilm. *Chemosphere*, 174, 117–126. doi: 10.1016/j.chemosphere.2017.01.123
- Berriela, M. D. C. H., Hernández, M. C. D., de la Fuenteb, J. L., Delgado, O. B., & Márquez-Benavides, L. (2015). Efecto del volumen y frecuencia de la recirculación de lixiviados en el contenido de metales pesados en lixiviados y residuos degradados. *VSIR-REDISA*
- Blanco, G., Santalla, E., Córdoba, V., & Levy, A. (2017). Generación de electricidad a partir de biogás capturado de residuos sólidos urbanos. Argentina: BID. Recuperado el, 5.
- Cárdenas, T., Santos, R. F., Contreras, A. M., Rosa, E., & Correa -Cortés, Y. (2020). Diseño de una planta para el tratamiento del lixiviado en Vertedero de Sagua La Grande. *Tecnología Química*, 40(2), 413–427.
- Castro, J. (2018). Evaluación de la remoción de materia orgánica en un reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente (UASB) para el tratamiento de aguas residuales del camal municipal de Huancavelica (tesis de pregrado). Universidad Nacional de Huancavelica, Huancavelica, Perú. Recuperado de <http://repositorio.unh.edu.pe/handle/UNH/1648>.
- Caicedo Messa, F. J. (2006). Diseño, construcción y arranque de un reactor USB piloto para el

tratamiento de lixiviados. Departamento de Ingeniería Química. Universidad Nacional de Colombia, Manizales. Recuperado de <https://repositorio.unal.edu.co/bitstream/handle/unal/3413/franciscojaviercaicedomessa.2006.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

- Chelliapan, S., Arumugam, N., Md. Din, M. F., Kamyab, H., & Ebrahimi, S. S. (2020). Anaerobic treatment of municipal solid waste landfill leachate. *Bioreactors*, 175–193. doi:10.1016/b978-0-12-821264-6.00011-5
- Cho, Sunja & Kambey, Cicilia & Nguyen, Van Khanh. (2020). Performance of Anammox Processes for Wastewater Treatment: A Critical Review on Effects of Operational Conditions and Environmental Stresses. *Water* 12, no. 1:20. <https://doi.org/10.3390/w12010020>
- Chung J, Kim S, Baek S, Lee N-H, Park S, Lee J, Lee H, Bae W (2015) Acceleration of aged-landfill stabilization by combining partial nitrification and leachate recirculation: a field-scale study. *J Hazard Mater* 285:436–444
- Dimitrova, I., Dabrowska, A., & Ekström, S. (2020). Start-up of a full-scale partial nitrification-anammox MBBR without inoculum at Klagshamn WWTP. *Water Science and Technology*. doi:10.2166/wst.2020.271
- Dutta, A., Davies, C., & Ikumi, D. S. (2018). Performance of upflow anaerobic sludge blanket (UASB) reactor and other anaerobic reactor configurations for wastewater treatment: A comparative review and critical updates. *Journal of Water Supply: Research and Technology - AQUA*, 67(8), 858–884. <https://doi.org/10.2166/aqua.2018.090>
- Escamilla, P. E. (2019). Eficiencia y confiabilidad de modelos de estimación de biogás en rellenos sanitarios. *LA GRANJA. Revista de Ciencias de la Vida*, 29(1), 32- 44.
- Filho. (2017). Lixiviado de aterro sanitário: alternativas de tratamento para o cenário brasileiro. 1 recurso online (246 p.). Tese (doutorado). Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, SP. Disponível em: <<http://www.repositorio.unicamp.br/handle/REPOSIP/331746>>. Acesso em: 3 set. 2018.
- Gamoń, F., Tomaszewski, M., & Ziemińska-Buczyńska, A. (2019). Ecotoxicological study of landfill leachate treated in the ANAMMOX process. *Water Quality Research Journal of Canada*, 54(3), 230–241. <https://doi.org/10.2166/wqrj.2019.042>
- Gandarillas R., V., Saavedra, O., Escalera, R., & Montoya, R. (2017). Revisión De Las Experiencias En El Tratamiento De Aguas Residuales Domésticas Mediante Reactores Uasb En Cochabamba-Bolivia Comparadas Con Las De Latinoamérica, India Y Europa. *Investigacion & Desarrollo*, 17(1), 83–98. <https://doi.org/10.23881/idupbo.017.1-7i>
- Garcia, N. (2016). Tratamiento biológico de aguas residuales industriales mediante reactores anaerobios de alta eficacia biological treatment of industrial wastewater by means of high efficiency anaerobic reactors. [Universidad Autónoma de Madrid]. https://repositorio.uam.es/bitstream/handle/10486/677073/garciamancha_delgado_ureña_nuria.pdf?sequence=1
- Gaur, R.Z., Khan, A.A., Lew, B. et al. Performance of Full-Scale UASB Reactors Treating Low or Medium Strength Municipal Wastewater. *Environ. Process.* 4, 137–146 (2017). <https://doi.org/10.1007/s40710-017-0208-0>
- Gonzalez-Martinez, A., Muñoz-Palazon, B., Rodriguez-Sanchez, A., & Gonzalez-Lopez, J. (2018). New concepts in anammox processes for wastewater nitrogen removal: recent advances and future prospects. *FEMS microbiology letters*, 365(6), fny031.
- Ibáñez, R., & Bayona, B. (2018). Biológico , Reactor UASB y humedal superficial , (Tesis de Grado) Univerisdad de la Salle, Sotaquirá - Boyacá.

- Karapidakis, E. S., Tsave, A. A., Soupios, P. M., & Katsigiannis, Y. A. (2010). Energy efficiency and environmental impact of biogas utilization in landfills. *International Journal of Environmental Science & Technology*, 7(3), 599-608.
- Kumar, M., Daverey, A., Gu, JD y Lin, JG (2017). *Procesos de Anammox*.
- *Desarrollos actuales en biotecnología y bioingeniería* (págs. 381-407). Elsevier.
- Leal, C. D. (2015). *Avaliação do efeito de diferentes relações DQO/N sobre o processo anammox e viabilidade da aplicação do processo como pós-tratamento de efluente de reator UASB tratando esgoto doméstico. (Dissertação em Saneamento). Universidade Federal De Minas Gerais. Programa De Pós- Graduação Em Saneamento, Belo Horizonte.*
- Li, H., Han, K., Li, Z., Zhang, J., Li, H., Huang, Y., ... Wang, Y. (2018). Performance, granule conductivity and microbial community analysis of upflow anaerobic sludge blanket (UASB) reactors from mesophilic to thermophilic operation. *Biochemical Engineering Journal*, 133, 59–65. doi:10.1016/j.bej.2018.01.029
- López Vázquez, CM, Buitrón Méndez, G., García, HA y Cervantes Carrillo, FJ (2017). *Tratamiento biológico de aguas residuales: Principios, modelación y diseño*. *Water Intelligence Online*, 16, 9781780409146. doi: 10.2166 / 9781780409146
- Mali Sandip T, Khare Kanchan C, Biradar Ashok H (2012) *Enhancement of methane production and bio-stabilization of municipal solid waste in anaerobic bioreactor landfill*. *Bioresour Technol* 110:10–17
- Montesinos, A. V. (2015). *Evaluación del tratamiento integral del lixiviado de vertedero de residuos sólidos urbanos (Tesis Doctoral)*. Repositorio Digital-Universidad Da Coruña.
- Nájera-Aguilar, Hugo & Neftalí, Ma & Rojas-Valencia, María. (2011). *Manejo de biogás y lixiviados en rellenos sanitarios del centro del país, un panorama general*. Universidad Nacional Autónoma de Méxic. Escuela de Ingeniería Ambiental.
- Nhat, P. T., Biec, H. N., Mai, N. T. T., Thanh, B. X., & Dan, N. P. (2014). Application of a partial nitrification and anammox system for the old landfill leachate treatment. *International Biodeterioration & Biodegradation*, 95, 144-150.
- Orozco-Barrantes, V., & Zambrano-P., D. (2020). *Determinación de lixiviados de relleno sanitario de San Ramón y selección de su sistema de tratamiento. (Tesis de grado)*. Repositorio Digital- Instituto Tecnológico de Costa Rica.
- Patil, B. S., C, A. A., & Singh, D. N. (2016). Simulation of municipal solid waste degradation in aerobic and anaerobic bioreactor landfills. *Waste Management & Research*, 35(3), 301–312. doi:10.1177/0734242x16679258
- Rizvi, H., Ali, S., Yasar, A., Ali, M., & Rizwan, M. (2018). Applicability of upflow anaerobic sludge blanket (UASB) reactor for typical sewage of a small community: its biomass reactivation after shutdown. *International Journal of Environmental Science and Technology*, 15(8), 1745–1756. <https://doi.org/10.1007/s13762-017- 1537-2>
- Salazar-Larrota, L., Uribe-García, L., Gómez-Torres, L., & Zafra-Mejía, C. (2018). Analysis of the efficiency of UASB reactors in a municipal wastewater treatment plant. *DYNA (Colombia)*, 86(209), 319–326. <https://doi.org/10.15446/dyna.v86n209.70332>
- Singh, V., & Mittal, A. K. (2012). Toxicity and treatability of leachate: application of UASB reactor for leachate treatment from Okhla landfill, New Delhi. *Water Science and Technology*, 65(10), 1887-1894.
- Sultana, S. (2016). *Molecular and Kinetic Characterization of Anammox Bacteria Enrichments and Determination of the Suitability of Anammox for Landfill Leachate Treatment. (Master's Thesis)*. Oregon State University. Chemical, Biological and Environmental Engineering.

- Tomaszewski, Mariusz & Cema, Grzegorz & Twardowski, Tomasz & Ziemińska-Buczyńska, Aleksandra. (2018). Performance of the anammox sequencing batch reactor treating synthetic and real landfill leachate. *E3S Web of Conferences*. 44. 00179. 10.1051/e3sconf/20184400179.
- Vélez, E. (2020). “Análisis Del Reactor Anaeróbico De Flujo Ascendente (Uasb) Para Aprovechamiento Energético En Pequeñas Unidades Agroproductivas En Imbabura.” In *Journal of Chemical Information and Modeling* (Vol. 53, Issue 9).
- Warith, M., 2002. Bioreactor Landfills: experimental and field results. *Waste Management* 22 (1), 7–17.
- Wu, G., Zhang, T., Gu, M., Chen, Z. y Yin, Q. (2020). Revisión de las características de la bacteria anammox y estrategias para la puesta en marcha de anammox para la gestión sostenible de los recursos de aguas residuales. *Ciencia y Tecnología del Agua*. doi: 10.2166 / wst.2020.443
- Zafra, C., & Romero, D. (2019). Tendencias tecnológicas de depuración de lixiviados en rellenos sanitarios iberoamericanos. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 18(35), 125–147. <https://doi.org/10.22395/rium.v18n35a8>
- Zhang, H., & Zhou, S. (2006). Treating leachate mixture with anaerobic ammonium oxidation technology. *Journal of Central South University of Technology*, 13(6), 663–667. doi:10.1007/s11771-006-0005-9



**FACULTAD DE INGENIERÍA
CIVIL Y MECÁNICA**



FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICA



INVESTIGACIÓN & DESARROLLO

REVISTA DE DIVULGACIÓN CIENTÍFICA Y CULTURAL



**INVESTIGACIÓN
& DESARROLLO**

REVISTA DE DIVULGACIÓN CIENTÍFICA Y CULTURAL

VOL.

15



INVESTIGACIÓN & DESARROLLO

REVISTA DE DIVULGACIÓN CIENTÍFICA Y CULTURAL