



UNIVERSIDAD
DE LA FRONTERA

Facultad
de Ingeniería
& Ciencias





Estimados Lectores:

La Facultad de Ingeniería, Ciencias y Administración de la Universidad de La Frontera es reconocida por su compromiso con el desarrollo de la región y del país. Es así, como en materia de investigación básica y aplicada, se sitúa, hoy día, en un sitio destacado tanto a nivel nacional como internacional.

Ante este próspero escenario, es de suma importancia generar nuevas instancias de retroalimentación y de colaboración, redes que permitan ampliar nuestro campo de acción en áreas estratégicas como las que aborda esta Revista de Ingeniería de Obras Civiles (RIOC), que impulsa el Departamento de Ingeniería de Obras Civiles de la Universidad de La Frontera.

En su segunda edición, esta publicación de carácter electrónico da cuenta de importantes avances en investigación relacionada con estudios de suelos, uso de nuevos materiales e innovación en la construcción de viviendas, temas desarrollados recientemente por destacados investigadores de nuestro país y del extranjero.

El acceso a estos trabajos, permite no sólo vislumbrar nuevas y atractivas áreas de desarrollo en el ámbito de la construcción, sino que también fortalecer nuestro quehacer en torno a la formación de capital humano avanzado.

Dra. Graciela Palma Cifuentes

Directora de Investigación y Postgrado
Facultad de Ingeniería, Ciencias y Administración
Universidad de La Frontera

RIOC es una revista de carácter científico- tecnológico que proporciona un foro nacional e internacional para la difusión de la investigación y desarrollo en todos los ámbitos relacionados con la construcción, entendiéndose áreas como materiales de construcción, ciencias de la ingeniería aplicada, arquitectura, edificación, obras civiles, gestión de proyectos, entre otras.

En un momento en que existe una gran necesidad por estar continuamente actualizados en todos los profesionales del área de la construcción para optimizar el uso de recursos, utilizar nuevas tecnologías que sean sustentables y eficientes, y a su vez, emplear nuevos métodos de construcción y materiales, RIOC proporciona un espacio para compartir y divulgar conocimientos, de manera tal, de abrir la discusión en estas temáticas planteadas, entregando información esencial que ayudará a mejorar la eficiencia, la productividad y la competitividad en los profesionales del área de la construcción. Por lo tanto, es una lectura esencial para proporcionar a los profesionales del área, académicos y alumnos que trabajan e investigan en este campo, un material de discusión que renueve y actualice sus conocimientos.

En este contexto, RIOC hace extensiva la invitación a todos los interesados a publicar sus artículos con la finalidad de divulgar la producción científica- tecnológica de académicos, investigadores, profesionales y estudiantes en temas relacionados con el desarrollo del área de la construcción.

Comité Editorial Asociado
Revista Ingeniería de Obras Civiles
Universidad de La Frontera





UNIVERSIDAD
DE LA FRONTERA
Departamento de
Ingeniería de Obras Civiles
Facultad de Ingeniería
& Ciencias



Director

Gonzalo Valdez

Editora Responsable

Viviana Letelier

Editores Asociados

Daphne Bormann
Javier Olhoagaray
Alejandra Calabi
Bernardo Valdebenito

Revista Ingeniería de Obras Civiles

Avda. Francisco Salazar 01145
Temuco
Región de la Araucanía
Chile

Departamento de
Ingeniería de Obras Civiles
Universidad de la Frontera

Fono:
+ 56 (45) 2325680
Fax
+56 (45) 2325688

Correo Electrónico:
rioc@ufrontera.cl

ISSN 0719- 0514

Comité Editorial

Ph.D. Tatiana Amaral
Universidade Federal de Goiás, Brasil.

Ph.D. Adriana Martínez
Departamento de Infraestructura del Transporte y del Territorio,
Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

MSc. Carlos Aguirre
Escuela de Construcción Civil, Universidad Católica de Chile,
Santiago, Chile.

Ph.D. Cesar San Martín,
Departamento de Ingeniería Eléctrica, Universidad de La Frontera,
Temuco, Chile.

MSc. Edmundo Muñoz,
Académico, Universidad de La Frontera, Temuco, Chile.

Ph.D. Galo Valdebenito,
Instituto de Obras Civiles, Universidad Austral, Valdivia, Chile.

Ph.D. Gonzalo Valdés,
Departamento de Ingeniería de Obras Civiles, Universidad de La Frontera,
Temuco, Chile.

Ph.D. Mario Salazar,
Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Michoacana,
Morelia, México.

Ph.D. Oscar Reyes,
Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Militar Nueva Granada,
Bogotá, Colombia.

MSc. Ramón Botella,
Departamento de Infraestructura del Transporte y del Territorio,
Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

Ph.D. Renato Hunter,
Departamento de Ingeniería Mecánica, Universidad de La Frontera,
Temuco, Chile.

Ph.D. Virginia Vásquez,
Departamento de Arquitectura, Universidad Austral, Valdivia, Chile.

Ph.D. Viviana Letelier,
Departamento de Ingeniería de Obras Civiles, Universidad de La Frontera,
Temuco, Chile.

Ph.D. Alejandra Calabi,
Departamento de Ingeniería de Obras Civiles, Universidad de La Frontera,
Temuco, Chile.



Sumario

10. Diagnóstico del estado de cumplimiento de los plazos de ejecución en proyectos de construcción de viviendas sociales.

Diagnosis of the compliance status of the execution deadlines on construction projects of social housing.

Alejandro Huincahue, Leonardo Sierra y Patricia Vargas

21. Bailey method design for a dense asphalt concrete and its influence on permanent plastic deformations resistance.

Diseño de un concreto asfáltico denso por el método Bailey y su impacto en la resistencia a las deformaciones plásticas permanentes.

*Gerardo Botasso, Luciana Garcia,
Juan P. Nieto y Cecilia Soengas*

30. Evaluación e identificación del potencial de colapso en suelos derivados de cenizas volcánicas del Sur de Chile

Assessment and identification of potential collapse in volcanic ash soils in Southern Chile.

Mauricio Hermosilla y Juan P. Cárdenas

38. Mampostería Post-tensada. Una alternativa constructiva para Ecuador y regiones sísmica

Post-tensioned masonry. A way to build in Ecuador and seismic regions

Esteban Zalamea

60. Métodos modernos de incorporación polimérica en matrices asfálticas

Modern methods for polymer incorporation into the asphalt matrix.

*Rafael Villegas, José P. Aguiar, Luis Loría
y Alejandro Navas*

68. Observaciones a la metodología de diseño tradicional de pavimentos reforzados con geosintéticos

Observation to the traditional design methodology for reinforced pavements with geosynthetics.

Paulina Leiva y Luis Loría.

79. Reciclaje de aguas lluvias para uso en viviendas

Recycling rainwater for use in housings.

Guillermo Lira.

100. Utilización de áridos reciclados para la evaluación de las propiedades de resistencia mecánica, permeabilidad y contenido de aire en hormigones de grado estructural H-30

Use of recycled aggregates for the evaluation of the properties of mechanical strength, permeability and air content in concrete structural grade H-30

*Miguel Leal, Rodrigo Osses, Gonzalo Valdés
y Viviana Letelier*

Normas de publicación

RIOC hace extensiva la invitación a todos los interesados a publicar sus artículos con la finalidad de divulgar la producción científica – tecnológica de académicos, investigadores, profesionales y estudiantes en temas relacionados con el desarrollo del área de la construcción.

Los artículos que deseen someterse a evaluación para su publicación en la revista RIOC deben enviarse en el formato solicitado de acuerdo a las instrucciones de este apartado al correo electrónico rioc@ufro.cl

Los artículos deben cumplir las siguientes instrucciones:

Documento en word (.doc o .docx), tamaño de hoja: carta, idioma: español o inglés.

Todos los títulos como **Introducción, Resultados y discusión, conclusión, etc, deben ser escritos usando letra Calibri 10, negrita.**

Los Subtítulos deben ser escritos en Calibri 10, cursiva.

El texto debe ser escrito en dos columnas usando letra Calibri 10, interlineado simple, párrafo justificado

Tabla X – Insertar la tabla después del título

(si es necesario, se pueden insertar notas bajo la tabla usando calibri 8)

Figura X – Insertar la figura y el título debajo en calibri 8

Las figuras deben ser convertidas a un formato comprimido (.png, .jpg) y deben estar alineadas al ancho de una columna.

Instrucciones para las referencias

Calibri 10, interlineado simple, justificado

Citar por número de referencias en paréntesis cuadrado en el orden de mención dentro del texto.

Incluir el número en tabla final de referencias

Ejemplos de formatos de referencia:

Books. Author AB, Author CD. 1998. Title of book. City (ST), Country: Publisher. 00 p.

Book articles. Author AB, Author CD, Author EF. 1998. Title of article. In: Anderson AB, Jones CD, Smith EF, editors. Title of book, 2nd ed. City (ST), Country: Publisher. p 00-00.

Computer programs and databases. Author AB. 1998. ACRONYM title database, version. City (ST), Country: Publisher.

Journal articles. Author AB, Author CD, Author EF. 1998. Title of article. J Agric Food Chem 22:11-33.

Proceedings. Author AB, Author CD. 1998. Title of article or presentation. In: Proceedings Name of Meeting; Date (year day–day month); City, ST. City (ST), Country: Publisher. p 00-00.

Reports. Author AB. 1998. Title of report. City (ST), Country: Agency. Contract report EL-93-2.

Theses. Author AB. 1998. Title of thesis [thesis or dissertation]. City (ST), Country: University.

Web sites. Author AB. 2004. Title. www.address.com. Accessed Day Month Year.

ASTM. [ASTM] American Society for Testing and Materials. 1998. Standard practice for conducting toxicity tests with fishes, microinvertebrates and amphibians. In: ASTM. Annual book of ASTM standards, Volume 11.04. Philadelphia (PA), USA: ASTM. E 729-90. p 272-296.

USEPA. [USEPA] U.S. Environmental

El formato puedes descargarse de la siguiente dirección electrónica.

<http://ctt.ufro.cl/rioc/index.php/rioc/index>

Proceso de revisión por pares

El equipo editorial, conformado por dos profesionales del área de la Ingeniería en Construcción y el Editor, tienen la responsabilidad de recibir los artículos y emitir un primer juicio sobre los aspectos formales, además de rechazar un artículo cuando este no cumpla con las instrucciones básicas para su publicación y esté fuera de la temática de la Revista, o bien no cuente con suficiente mérito científico, tecnológico y académico.

El Editor enviará el artículo a un árbitro (miembro del Comité Editorial) especialista en el área del tema, el cual deberá realizar su evaluación de acuerdo a una pauta previamente confeccionada. Este árbitro deberá rechazar, aceptar, o bien aceptar con distinción un artículo. En caso de rechazo se deberá fundamentar esta situación, luego el artículo será devuelto al autor con las observaciones pertinentes.

Los árbitros o evaluadores deberán verificar que se cumplan todos los aspectos formales, además de comprobar que las conclusiones estén acordes con los diseños metodológicos expuestos y los objetivos planteados. Los árbitros conocerán la identidad de los autores, pero estos desconocerán a sus evaluadores.

De existir observaciones, sean menores o medianas, y si el artículo está aceptado, el Editor se contactará con el autor para que este realice las modificaciones indicadas en un plazo prudente, una vez realizadas estas modificaciones el artículo estará en condiciones de ser publicado.

Si el artículo no es aceptado será enviado a otro árbitro; si el rechazo es confirmado, el artículo lo será definitivamente y se comunicará al autor esta decisión y se enviarán las evaluaciones correspondientes.

Si el artículo es rechazado por un evaluador y aceptado por un segundo, se enviará el artículo a su autor con las evaluaciones correspondientes, una vez que se hayan realizado las modificaciones el Comité Editorial lo incluirá nuevamente en la lista de artículos para evaluar.





Encuentre la oferta inmobiliaria
DE LA REGION EN UN SOLO LUGAR
www.inmobiliariotemuco.cl



Inmobiliariotemuco



@inmobiliariotem

contacto: info@inmobiliariotemuco.cl Fono: (45) 317954

Diagnóstico del estado de cumplimiento de los plazos de ejecución en proyectos de construcción de viviendas sociales

Diagnosis of the compliance status of the execution deadlines on construction projects of social housing

INFORMACIÓN DEL ARTICULO

Historial del artículo:

Recibido
07-06-2012
Aceptado
26-10-2012
Publicado
20-12-2012

Palabras Claves:
Familias
Vulnerables
Política
Habitacional
Empresas
Constructoras

Article history:

Received
07-06-2012
Accepted
26-06-2012
Available
20-12-2012

Keywords:
Vulnerable
families
Housing
Policy
Construction
Companies

Huincahue A.1, Sierra L.2 y Vargas P.3

1Departamento de Planes y Programas, Seremi de Vivienda y Urbanismo
ahuincahue@minvu.cl, phone 56-45-964226, fax: 56-45-964200
2Departamento de Ingeniería de Obras Civiles, Universidad de La Frontera, Chile
lsierra@ufro.cl, phone: 56-45-325680, fax: 56-45-592812
3Servicio de Vivienda y Urbanización, Contraloría Interna
pvargas@minvu.cl, phone 56-45-964100, fax: 56-45-964100

Resumen

En Chile en la actualidad, los subsidios habitacionales otorgan un aporte monetario estatal, que permite a las familias de mayor vulnerabilidad, adquirir una vivienda con financiamiento completo junto al ahorro aportado por el beneficiario. El programa habitacional "Fondo Solidario de Vivienda", es uno de los de mayor demanda y proporciona una de las principales fuentes de recursos en el sector vivienda. De acuerdo a lo anterior, es que toma relevancia el adecuado funcionamiento de este sistema, en virtud que se han detectado instancias, en donde los plazos reglamentarios de ejecución de proyectos de la modalidad "Construcción en Nuevos Terrenos" (CNT), difieren a los tiempos reales en que se desarrollan estas obras, lo que implica ampliaciones de plazo respecto a los tiempos originales establecidos en el programa. De esta forma, lo que se pretende es diagnosticar el estado de cumplimiento de los tiempos de ejecución de obras CNT, ejecutados durante un periodo de análisis de 5 años, en la región de La Araucanía. Esta es una investigación exploratoria no experimental, realizada en base a la recolección y análisis de información de primera fuente y verificación a través de entrevistas a entes claves.

Abstract

In Chile today, housing subsidies granted a state monetary support, which allows most vulnerable families, buying a home with full funding with savings provided by the beneficiary. The housing program "Housing Solidarity Fund", is one of the most demand and provides a major source of resources in the housing sector. According to the above, it becomes relevant to the proper functioning of this system, under which were detected instances in which the statutory deadline for execution of projects of the type "Construction in New Land" (CNT), differ from the actual time to develop these works, It involves time extensions over the original time set in the program. Thus, the aim is to diagnose the status of implementation of the execution times of CNT works, executed during an analysis period of 5 years in the region of La Araucanía. This is a nonexperimental exploratory research, based on the collection and analysis of information from one source and verification through interviews with key agencies.

1. Introducción

El Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU), en sus definiciones estratégicas para el periodo de los años 2012-2014, señala como parte de sus objetivos: “disminuir el déficit habitacional de los sectores más vulnerables, reduciendo la inequidad y fomentando la integración social a través de la entrega de soluciones habitacionales”. Objetivo que implica otorgar beneficios año tras año a las familias objeto de atención, así como aumentar el estándar de las viviendas y el mejoramiento de éstas.

Uno de los programas habitacionales destinado a cumplir con el objetivo antes mencionado es el Fondo Solidario de Vivienda (FSV), el que está destinado a atender a familias principalmente del primer quintil¹ de vulnerabilidad social, identificadas de acuerdo a la Ficha de Protección Social². Este programa contempla dos grandes alternativas: Construcción y Adquisición de vivienda, siendo la primera de ellas la más demandada, principalmente en su modalidad de Construcción en Nuevos Terrenos, de ahora en adelante CNT, el que incluye el desarrollo de aspectos de gestión urbana, donde además de las viviendas propiamente tales, se consideran áreas de infraestructura vial y sanitaria, pavimentación y la generación de espacios públicos y de barrio para una calidad de vida más plena de sus habitantes.

Además, una de las innovaciones del FSV, con respecto a sus antecesores, es que considera la vivienda social como un proyecto integral, conformándose no sólo por un proyecto de vivienda sino que además contempla elementos de índole social destinados a mejorar las condiciones de vida de los usuarios (De Federico, 2006). Para llevar a cabo la consecución de los proyectos del FSV, en su modalidad CNT, es que se han determinado plazos reglamentarios para su desarrollo, principalmente en las etapas de ingreso, validación, aprobación, postulación y ejecución en caso de ser seleccionado el proyecto para su financiamiento. Es en esta última, en la cual se requiere poner atención, a fin de verificar si se están cumpliendo los plazos estipulados por reglamento para la ejecución de las obras una vez que los proyectos son financiados, pues esta es la etapa definitiva en la consecución y entrega de la vivienda propia, para las familias objeto de atención.

1 Los quintiles de ingreso son una forma de clasificar a los hogares de una determinada población según sus ingresos. Cada quintil corresponde a la quinta parte o 20% de los hogares ordenados en forma ascendente de acuerdo al ingreso autónomo per cápita del hogar, donde el primer (Quintil I) representa el 20% más pobre de los hogares y el quinto quintil (Quintil V) el 20% más rico de estos hogares.

2 La Ficha de Protección Social (FPS) es un instrumento de estratificación social que se utiliza para seleccionar a los beneficiarios de los programas sociales, principalmente a la población en situación de pobreza o vulnerabilidad social. Esta ficha mide la capacidad generadora de ingresos de los miembros del hogar, ajustada al nivel de necesidades económicas y cuantificadas en relación al número de personas residentes del hogar. El Ministerio de Desarrollo Social, es la institución responsable de la administración y diseño de la Ficha. En términos operativos, la FPS es aplicada directamente por las municipalidades del país.

3 La Encuesta de Caracterización Socioeconómica Nacional (CASEN), es una encuesta de hogares, de carácter transversal y multipropósito, es actualmente el principal instrumento de medición socioeconómica para el diseño y evaluación de la política social existente en el país. El Ministerio de Desarrollo Social es responsable de evaluar la situación socioeconómica así como el impacto de los programas sociales en las condiciones de vida de la población, con el propósito de contribuir a mejorar la eficacia y la eficiencia de la política social.

En términos de déficit habitacional, según datos de la Encuesta de Caracterización Socioeconómica Nacional, CASEN – Año 2009,3 según quintil de ingreso autónomo nacional, a nivel país para el primer quintil corresponde al 31,6% de la demanda total, paralelamente para la región de La Araucanía este porcentaje se incrementa al doble, llegando a un 65,8% que corresponde a 9.446 unidades, demostrando la necesidad habitacional y, con ello su oportuna entrega.

El tiempo de ejecución de los proyectos de construcción está dado por la envergadura de éstos, sin embargo, más allá de esta condición, el Ministerio de Vivienda y Urbanismo según su Decreto Supremo N° 174 de 2005, estipula un plazo de 21 meses, esto es, desde la fecha de emisión del certificado de subsidio habitacional que financia el proyecto.

Uno de los inconvenientes que presentan los procesos constructivos es su variabilidad, Deming, indicaba que existen dos tipos de variabilidad, una que afecta permanentemente al proceso y una en base a imprevistos (Walton, 1985). Esta variabilidad no es ajena a los procesos de construcción de proyectos habitacionales.

Es así, como documentos internos de la Secretaría Regional Ministerial de Vivienda y Urbanismo de la región de La Araucanía, dan cuenta de su preocupación por la cantidad de proyectos de construcción que exceden los 21 meses de ejecución.

Cuando una obra de construcción financiada por este organismo del estado sobrepasa el plazo estipulado por reglamento, los certificados de subsidio habitacional que financian las obras, caducan, lo que significa perder el financiamiento de la misma.

Por lo anterior, es relevante determinar si los retrasos en la ejecución de las obras de los proyectos habitacionales para las familias más vulnerables en la región de La Araucanía, corresponde a un hecho particular de un periodo o una situación generalizada, su grado de afectación y la posibles causales que llevarían a incurrir en estos retrasos.

De esta manera, por criterio de selección disponible y alcance regional, el ámbito de este estudio se centró, en proyectos de construcción en nuevos terrenos, financiados en forma total o parcial por el Ministerio de Vivienda y Urbanismo.

2. Vivienda Social y Política Habitacional

El Arquitecto Edwin Haramoto, ex Decano de la Facultad de Arquitectura y Urbanismo de la Universidad de Chile, definía en 1984, a la vivienda social como: “Aquella destinada a mejorar la situación habitacional de los grupos más desposeídos de la sociedad”. En 1991, el Arquitecto Orlando Sepúlveda del Instituto de la Vivienda (INVI), aporta otra connotación, refiriéndose a un tipo de carencia habitacional que a la sociedad le interesa resolver porque ve en ella un problema y cuya responsabilidad de resolución es depositada en el Estado, transformándose así, en mandatario para resolver un problema que se manifiesta en términos críticos.

En el período comprendido entre los años 1977 a 2011, se generó en forma creciente el traspaso de la actividad productora de vivienda desde el Estado al Sector Privado lo que implicó también el traspaso de la función crediticia desde el Estado a dicho sector, reservándose al Sector Estatal sólo las acciones normativas y las subsidiarias, mientras estas últimas fueran requeridas. La política habitacional estuvo en la línea del modelo económico general y su estrategia fue encaminada a estimular el desarrollo de un mercado inmobiliario ágil con vida propia e integral, mediante un canal de financiamiento a la oferta y otro a la demanda (Bravo, 1996).

En el financiamiento a la Oferta, las empresas constructoras pueden acceder a un sistema de financiamiento para la construcción de viviendas económicas con el fin de afrontar los gastos de adquisición de terrenos, urbanización, edificación y pagos de derechos, estudios y comercialización de los mismos. El Banco Central de Chile instruye a las instituciones bancarias sobre la operativa y condiciones de estos créditos. El traspaso de responsabilidades se fue operando gradualmente hasta llegar al objetivo que se denominó “Sistema llave en Mano” se paso a comprar la tecnología más conveniente a un precio determinado que incluye el valor del terreno, valor de los proyectos, ejecución de las obras, valor de los títulos y trámites de inscripción, aportes, impuestos y derechos, y valor del capital invertido. En resumen, el Sector Vivienda, sólo quedaba con la responsabilidad de la planificación, comercialización de las viviendas y financiamiento de la obra al final cuando está terminada. La selección y contratación de las obras se realizaba mediante un Método de Evaluación para tal efecto.

Por otro lado, para el financiamiento a la demanda la modalidad adoptada fue el subsidio tradicional de 1978 que otorga a sus beneficiarios cierta cantidad de dinero, por una sola vez, en unidades reajustables y con un tope de unidades de fomento, para adquirir o construir una vivienda permanente sin que sea preciso restituir el monto. Hacía 1981, esta modalidad se flexibiliza dejando al postulante la posibilidad de solicitar el monto del subsidio que precise para financiar su vivienda, dando lugar, al subsidio habitacional variable. Más tarde, en 1984, se diseña una modalidad para atender a los sectores medios de la población, consultando tres tra-

mos de valor de vivienda, a los cuales es posible postular ya sea en forma individual o a través de cooperativas de vivienda, denominada Sistema de Ahorro y Financiamiento para la Vivienda (SAF), que permite montos de precios de las viviendas de hasta 2.400 unidades de fomento (U.F.). En 1988 se refundieron los sistemas de subsidio para los sectores modestos y medios en uno solo denominado Subsidio General Unificado (SGU), el cual mantiene el mismo esquema evolutivo de acceso a la vivienda.

El SGU permitía financiar sólo una parte del valor de la vivienda y estaba limitado a viviendas con un valor tope distribuidos en tramos. La vivienda era financiada además con ahorro de los beneficiarios, que debían certificar al postular al subsidio, y con un crédito hipotecario. En muchos casos este crédito fue otorgado por la misma autoridad (los SERVIU) debido a que, por los bajos montos involucrados, bancos privados no estaban interesados. Hasta 1995 los subsidios sólo podían utilizarse para adquirir una vivienda nueva y desde 1996 fue también posible usarlos para la adquisición de una vivienda usada.

El subsidio habitacional no estuvo concebido para los hogares de muy bajos ingresos de la población debido a que éstos prácticamente no tienen capacidad de ahorro y no son sujetos de crédito, sino que apunta más bien a los sectores de ingresos medios.

En su nueva política habitacional a partir de los años 2000, el MINVU decidió moverse hacia viviendas con financiamiento completo, acá cobra importancia el Fondo Solidario para la Vivienda del año 2005, enfocado en las familias vulnerables, donde los proyectos se financian con el aporte del ahorro de los beneficiados (10 U.F.), con aporte del estado y terceros de ser necesario y no contemplan ningún tipo de crédito (Bravo, 1996) (Simian, 2010).

3. Importancia de los Programas Habitacionales

El año 2009, el Licenciado José Luis Rodríguez Flores, señala en el Boletín informativo de la Asociación Mexicana de Profesionales Inmobiliarios que, la vivienda se considera como uno de los factores básicos para cualquier individuo o familia. Tener un espacio donde vivir es una condición elemental necesaria para que una sociedad se aproxime a tener niveles de bienestar aceptables. Tal aseveración nos lleva a basarnos sobre un criterio elemental de justicia social, en donde todas las personas tienen derecho a contar con una vivienda digna, en consecuencia junto con la educación y la salud pública, esta constituye uno de los tres principales rubros de inversión social en todos los países del mundo.

En este sentido, el crecimiento de la población exige la construcción de más casas y departamentos; esta mayor necesidad de inmuebles, demanda sin duda una constante y cuantiosa inversión de recursos. En Chile este esfuerzo en vivienda e infraestructura urbanística es evidente, sin embargo, existe particularmente en la región de La Araucanía un número significativo de familias que aún demandan y esperan por este bien básico.

Según se recoge de la publicación del año 2000, titulada “Políticas de vivienda de interés social orientadas al mercado: experiencias recientes con subsidios a la demanda en Chile, Costa Rica y Colombia”, de la Comisión Económica para América Latina y el Caribe, CEPAL, el déficit cuantitativo de vivienda alcanzó un máximo de 1.030.000 viviendas hacia 1978, cuando se introdujo una política de vivienda social basada en subsidios a la demanda y orientada al mercado.

Según se indica en el Informe “Cuenta Pública- 2010”, del Ministerio de Vivienda y Urbanismo, el déficit habitacional nacional, a fines del año 2009, se estimaba en 805.796 viviendas, de las cuales 354.014 (equivalentes al 43,9 %) corresponden a nuevas viviendas requeridas y 451.782 (equivalentes al 56,1 %) a viviendas que necesitan reparaciones o mejoras.

La nueva política habitacional establecida en Chile a partir del año 2005-Fondo Solidario de Vivienda- ha determinado reglas claras, transparentes y estables para los diversos participantes y ha ganado legitimidad y aceptación entre los jefes de familia y personas que han postulado a subsidios habitacionales. Estos últimos años, han dispuesto un sistema transparente y objetivo de acumulación de puntaje que pondera el cumplimiento de requisitos de ahorro previo y las características demográficas y socioeconómicas de las familias.

El Ministerio de la Vivienda y Urbanismo, a través de sus Servicios de Vivienda y Urbanización (SERVIU), ha asumido como regulador y supervisor de los estándares de las viviendas sociales, como administrador del proceso de subsidios habitacionales a nivel nacional y regional, como proveedor “subsidiario” de viviendas a familias preferentemente del primer y segundo quintil de vulnerabilidad.

Las empresas privadas han construido la mayor parte de las viviendas sociales con una política que ha enfatizado grandes conjuntos habitacionales y han contribuido a organizar la demanda para esas viviendas. Los bancos y otras instituciones financieras han gestionado las libretas de ahorro para la vivienda y han otorgado créditos hipotecarios para completar su financiamiento, esto último colocando letras y mutuos hipotecarios en el mercado de capitales.

El sistema de acceso a la vivienda basado en subsidios a la demanda ha logrado dinamizar la construcción y el acceso a viviendas de interés social y ha motivado un significativo crecimiento en el ahorro personal y familiar. Ello ha conducido a importantes reducciones en los déficit de vivienda, permitiendo incluso anticipar el término del déficit habitacional cuantitativo.

Según se establece en la cuenta sectorial del MINVU, sobre el estado del sector y el déficit habitacional, el terremoto del 27 de febrero de 2010 cambió el escenario radicalmente, aumentando el déficit habitacional en un 45,9 % respecto a los valores de fines de 2009 indicados, lo que implica un retroceso de más de cinco años.

En cuanto al déficit regular¹, obtenido del análisis realizado por el Observatorio Habitacional dependiente del Ministerio de Vivienda y Urbanismo y, de acuerdo a información obtenida de la encuesta CASEN, el déficit habitacional cuantitativo para grupos vulnerables² a nivel país, corresponde a un 16,3 %.

En la región de La Araucanía, hay un déficit de 14.355 viviendas nuevas, de las cuales 65,8% (9.446) corresponde a familias del primer quintil, (CASEN, 2009).

QUINTIL DE INGRESO AUTÓNOMO NACIONAL

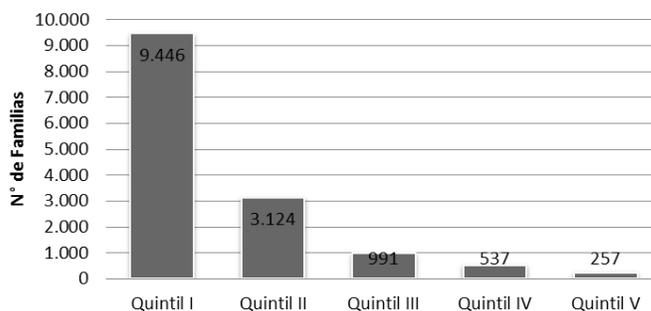


Figura 1: Déficit Cuantitativo por Quintil de Ingreso Autónomo Nacional.
 Fuente: CASEN, 2009; Encuesta de Caracterización Socioeconómica Nacional.

4. Características del Programa Habitacional para las familias más vulnerables

El subsidio habitacional, entregado por medio del Programa Fondo Solidario de Vivienda está regulado por el Decreto Supremo N° 174 de 2005, del Ministerio de Vivienda y Urbanismo. Este subsidio permite construir, en sectores urbanos o rurales, conjuntos habitacionales con equipamiento comunitario en nuevos terrenos, sin crédito hipotecario (sin deuda) a familias organizadas en un comité. Al menos el 70% de sus integrantes debe contar con un máximo de 8.500 puntos de Carencia Habitacional en la Ficha de Protección Social, mientras que el 30% restante puede tener hasta 13.484 puntos.

La modalidad de construcción colectiva, permite al comité construir viviendas en un terreno de su propiedad o posible de adquirir con el subsidio. Estos proyectos además incorporan equipamiento para uso comunitario de las familias que residan en el nuevo conjunto habitacional, como juegos infantiles, sedes sociales, multicanchas, entre otros.

Cada vivienda debe tener al menos dos dormitorios, baño, cocina-comedor, distribuidos en una superficie no menor a 37,5 m² y posible de ampliar hasta los 55 m² construidos. Además debe contar con servicios sanitarios y eléctricos.

El subsidio a obtener varía de acuerdo a la comuna en que se construye la vivienda, pudiendo ser de 330, 370, 410 ó 470 UF. Los postulantes deben aportar un ahorro mínimo de 10 UF.

Según datos proporcionados por la División de Política habitacional, DPH, del MINVU, en la Región de La Araucanía, en el periodo 2007-2011, el Ministerio de Vivienda y Urbanismo, por medio de su Programa Habitacional Fondo Solidario de Vivienda, ha invertido la suma de U.F. 6.038.496, en la consecución de viviendas de las familias más vulnerables de la región.

La inversión del Programa Habitacional FSV, modalidad construcción, en la Región de La Araucanía, corresponde al 47,7% promedio en el periodo de la inversión en vivienda, por ello la importancia de realizar un seguimiento que permita mantener el control de los proyectos.

5 Personas con discapacidad, adultos mayores, familias pertenecientes a etnias originarias, jefas de hogar con niños

4 Cabe señalar que para este diagnóstico no se considera demanda asociada a subsidios de Reconstrucción del Terremoto del 27 de febrero de 2010, pues para ellos se definió una modalidad de asignación de subsidio de vivienda distinta al proceso regular, con excepciones y flexibilizaciones propias de la situación, además de la asignación directa de los beneficios

Título del gráfico

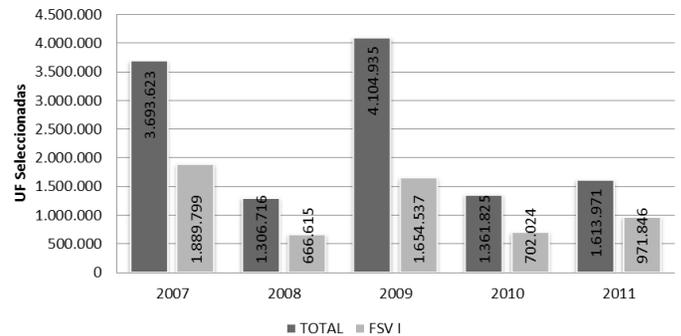


Figura 2 Inversión Total Programas Habitacionales y, FSV, región de La Araucanía Fuente: Elaboración Propia, en base a Informes de Gestión, División Política Habitacional, MINVU.

5. Variabilidad de los Proyectos de Construcción.

Una de las características de la actividad de la construcción es la existencia de desfases en el proceso de producción, como el largo periodo de maduración desde que comienza la obra hasta que termina, lo que impide la satisfacción inmediata de la demanda y el ajuste instantáneo, postergándola hasta el momento en el cual las condiciones del mercado pueden no ser las existentes cuando se comenzó la obra, cuando el promotor es privado y, por tanto, persigue la obtención de beneficio económico con su actividad, estos vaivenes implican un grado importante de incertidumbre sobre la demanda esperada de su producción, lo que se puede traducir en posibles pérdidas. Por otro lado si se trata de obras del sector público, estos desfases traslapan la ejecución de proyectos aprobados con distintos estándares, entendiéndose que a medida que pasa el tiempo las exigencias son mayores o se ajustan de modo de mejorar el producto final y, con ello peligrar la satisfacción del beneficiario.

David Baccharini, Profesor de la Escuela Arquitectura de Curtin University of Technology, Australia, indica que cuando existen elementos distintos interrelacionados, se está frente a una situación de complejidad, la que se materializa en términos de diferenciación e interdependencia. La complejidad de un proyecto genera incertidumbre en dos formas:

1. Estructural (número de elementos e interdependencia de elementos) y,
2. En metas y métodos.

La complejidad e incertidumbre de un proyecto de construcción produce variabilidad en los flujos de producción.

Variabilidad es la calidad de no-uniformidad de una clase de entidades. Está muy relacionada con la aleatoriedad de un fenómeno. La desviación estándar y la varianza son medidas de variabilidad en una muestra o proceso. Deming sostiene que existen dos tipos de variabilidad en el flujo de producción: variación de causa común, que afecta permanentemente al proceso y con frecuencia puede ser modificada por la gerencia; y la variación de causa especial, más fácil de eliminar y que se presenta en forma imprevista, también afirma que hay dos tipos de variabilidad en los flujos de producción: variabilidad en los tiempos de proceso y variabilidad en el flujo. La variabilidad en los tiempos de proceso se refiere al tiempo requerido para procesar una tarea en una estación de trabajo. Este tipo de variabilidad consiste de variabilidad natural (fluctuación debido a diferencias entre operadores, máquinas y material), detenciones aleatorias, preparaciones, disponibilidad de operadores y trabajo rehecho (debido a calidad inaceptable). Por otro lado, la variabilidad en el flujo significa variabilidad en la llegada de trabajos a una estación de trabajo (González, 2003).

6. Formulación de la investigación

Este artículo está basado en el desarrollo de una investigación de tipo exploratoria, no experimental, con desarrollo de aspectos cualitativos y cuantitativos, consistente en identificar las propiedades del tema en estudio, a través de la recolección y análisis de datos de primera fuente.

Se hace notar que la base teórica de este artículo, está referido a los autores cuyos planteamientos tienen un mayor acercamiento a los propósitos del estudio.

Para lograr el objetivo planteado se realiza la recopilación de información, referido principalmente a la indagación, búsqueda y localización de antecedentes que respalden los tiempos de ejecución de obras en los programas habitacionales del MINVU.

Esto está dado por la investigación de un conjunto de publicaciones, tanto nacionales como extranjeras, sobre los trabajos realizados con anterioridad que desarrollen el tema en particular o los aspectos relacionados directa o indirectamente. De igual modo, respecto a las demoras en los plazos de ejecución de obra, se analizaron las causas identificadas por las entidades de gestión inmobiliaria social (EGIS) y los supervisores de asistencia técnica (SAT) del SERVIU región de La Araucanía.

Una vez recopilados los antecedentes necesarios para comenzar el desarrollo del análisis, se cruzó y contextualizó la información capturada. Los proyectos FSV - CNT analizados corresponden al periodo de años 2007-2011, donde se analizaron 92 proyectos financiados en este periodo.

Las empresas de la muestra correspondieron a 19 constructoras, que participaron de uno o más proyectos de construcción en nuevos terrenos (CNT) desarrollados en un lapso de 5 años.

Adicionalmente, se concretaron diversas entrevistas con los supervisores de asistencia técnica del SERVIU, región de La Araucanía, así como también se recopilaron las solicitudes de prórroga presentadas por las EGIS, en la cual se presentan las causas oficiales por las que se realiza la solicitud de prórroga, lo anterior, a modo de poder contrastar, complementar y profundizar a nivel exploratorio las versiones de los distintos actores del sistema, en base a las siguientes temáticas de profundización:

Existencia de retrasos en la ejecución de las obras de vivienda, para la modalidad CNT.

Causas críticas que propiciaron los retrasos.

Posteriormente, se analizan la información adquirida de las distintas opiniones planteadas en las entrevistas, contrastándolas entre sí, dando énfasis en la investigación de los procesos correspondientes entre la etapa de adjudicación de un proyecto y su posterior recepción.

7. Situación actual del estado de cumplimiento de los plazos de ejecución de los proyectos del FSV en la región de La Araucanía.

En base al estudio de los proyectos adjudicados y en desarrollo del Programa Habitacional Fondo Solidario de Vivienda entre los años 2007-2011, correspondiente a la Modalidad Construcción en Nuevos Terrenos, CNT se identifican ciertas situaciones acaecidas. Primeramente, al analizar el cierre de los procesos constructivos en cada proyecto, se identifica que el 35,9% de los proyectos habitacionales no pudo finalizar las obras en los plazos reglamentarios estipulados, para el periodo comprendido.

Anualmente, se tiene que para el año 2007 existió un incumplimiento del 36,6%; para el año 2008 de un 30,7%; para el año 2009 de un 25,9%, para el año 2010 de un 33,3% y para el año 2011 un 40%.



Figura 3: Porcentaje de cumplimiento e incumplimiento ejecución de obras.
Fuente: Elaboración Propia, en base a plataforma SNAT MINVU;
Fondo Solidario de Vivienda

8. Causales de Incumplimiento de los Plazos Establecidos

Por su parte, en base la documentación ingresada a la Secretaría Regional Ministerial de Vivienda y Urbanismo y respaldada por el SERVIU regional, se señalan los inconvenientes que obligan a solicitar una prórroga a la vigencia de certificados de subsidio o asignación de nuevos plazos de inicio de obras.

Se han distinguido hasta cuatro momentos de presentaciones de prórroga, para un mismo proyecto, mostrando una clara deficiencia en la planificación del desarrollo de los proyectos habitacionales, pues cada vez que se presenta una solicitud de prórroga se debe adjunta la nueva programación de obra.

A continuación, se clasifican las causas oficiales por las cuales las Empresas de Gestión Inmobiliaria Social (EGIS) han solicitado prórroga o nuevas plazos de los certificados de subsidio.

Es importante precisar que el artículo 48 del D.S. N°174, que rige este programa habitacional señala que para prorrogar la vigencia del certificado de subsidio, ésta debe ser por causas justificadas, no imputables a la empresa constructora ni a la EGIS. Ahora veremos la ocurrencia de las causas esgrimidas.

1. Capacidad económica del contratista: Quiebra de la empresa constructora, en este caso se paralizan las obras, lo que implica buscar una nueva empresa y, la tramitación administrativa correspondiente, tales como el nuevo contrato de construcción, ello incidiendo en los plazos inicialmente planificados, esto se presentó en un 9,1% del total los casos exhibidos.

2. Presupuesto insuficiente: Está dado por el incumplimiento o retraso de el(los) aporte(s) de terceros, que corresponde en muchos casos a una de las fuentes de financiamiento de un proyecto habitacional, normalmente estos aportes corresponden a la compra y traspaso de los terrenos en el que se desarrollará le proyecto, así como partidas de ésta, relacionadas a la habilitación del terreno (comprometidas en muchas oportunidades por el municipio de la comuna en la cual se ejecutará la obra). Esta causa se repitió un 4,5% de las veces.

3. Retraso en el avance de las obras: Se refiere al avance de las obras, según programación inicial, las que se vieron afectadas por inicios de obras y aprobación de proyectos paralelos, de forma tardía. Atribuibles a terceros. Esta causa se refrendó en un 22,8% de las presentaciones.

4. Demoras en el cierre del proceso: para el pago del último estado de pago, correspondiente al 10%, del presupuesto de la obra, las empresas constructoras necesitan que el certificado de subsidio esté vigente. Acá normalmente se está en el proceso de Escrituración y esta justificación de demora se señaló en un 50% de las solicitudes.

5. Reasignación de subsidios: se refiere a asignar nuevamente el subsidio habitacional, cuando la situación del comité es catalogada como de extrema relevancia. Esta causa fue invocada en un 4,5% de las oportunidades.

6. Demora en la recepción de obras: La recepción final de las obras, es de facultad de la Dirección de Obras Municipales de la comuna donde se desarrolla el proyecto habitacional, esta causal fue señalada el 9,1% de las veces.

Título del gráfico

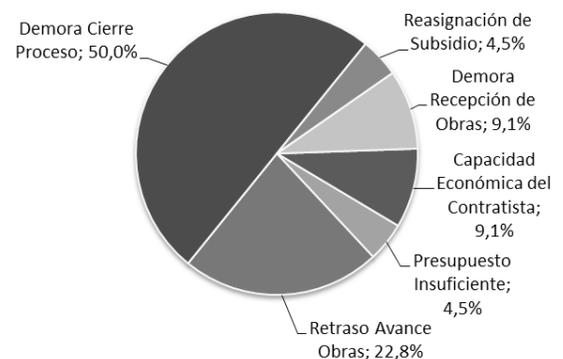


Figura 4 Causas esgrimidas por las EGIS/Empresas Constructoras, para solicitar prórrogas de vigencia de certificados de subsidio, programa FSV.
Fuente: Elaboración Propia, en base a documentación ingresada a Secretaría Regional Ministerial, MINVU, región de La Araucanía.

Por su parte, en base a los reportes de encuestas aplicadas al 90% de los Supervisores de Asistencia Técnica (SAT) del SERVIU región de La Araucanía, quienes verifican la realización de los trabajos, se identifica una nueva analogía de causas probables. El instrumento de aplicación recoge tres aspectos de análisis: el inicio de obras, la ejecución de obras y la presentación de más de una prórroga. Los resultados de esta consulta se resumen a continuación.

a) Inicio de Obras: factores que influyen en la demora en los inicios de obra.

1. Capacidad económica del contratista: Se refiere a la disponibilidad presupuestaria de la empresa constructora a cargo de la faena, afectada cuando la cantidad de trabajos asumidos sobrepasa su capacidad. Señalada un 28,6% de las veces.

2. Proyectos no aprobados por otros servicios: El Decreto Supremo N° 174 (V. y U.) de 2005, sólo hace exigible la aprobación del proyecto de Ingeniería y Arquitectura, por ello cuando existen proyectos asociados sin la aprobación al momento de dar inicio a las obras, estas se ven retrasadas, atrasos que se acumulan, e inciden en plazo final. Indicada un 28,6% de las veces.

3. Resoluciones con errores: La existencia de algún error en la resolución que asignó el subsidio habitacional, lo que implica tramitar en el Ministerio de Vivienda y Urbanismo sus modificaciones, lo que requiere de un tiempo aproximado de al menos 60 días. Se repite un 14,3% de las veces.

Título del gráfico

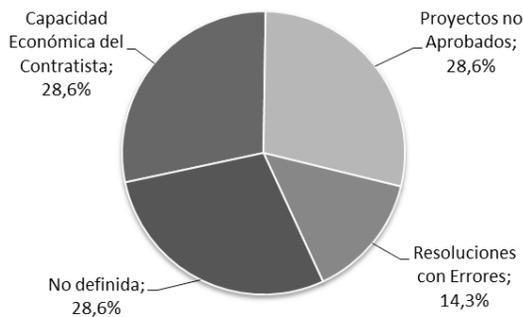


Figura 5 Factores que influyen en las demoras de inicio de obras, programa FSV. Fuente: Elaboración Propia, en base a encuesta aplicada a los SAT, SERVIU región de La Araucanía

b) Ejecución de obras: factores a los cuales se atribuyen demora en la ejecución de las obras.

1. Capacidad económica del contratista: Cuando la cantidad de obras ejecutadas al mismo tiempo sobrepasa la capacidad económica de la empresa. Un 33,3% la señala como causa.

2. Modificaciones al Proyecto: Cuando es necesario realizar modificaciones al proyecto, las que deben ser aprobadas por la unidad técnica, lo que extiende su ejecución, sin que se aplace el periodo de vigencia de los certificados de subsidio. Se evidencia como causa para un 20% de los SAT.

3. Obras externas: Se refiere a obras cuya ejecución depende de otros servicios, tales como empresas sanitarias. Se reconoce esta situación en un 20%.

4. Errores en la programación: Cuando existe una errónea programación de las obras y además de ello un control deficiente de los avances. Esta situación corresponde al 13,3%.

5. Recepciones de otros servicios: Las obras de especialidad deben ser recepcionadas por los servicios competentes y no se ajustan a los tiempos programados. Se atribuye un 6,7% a esta situación.

Título del gráfico

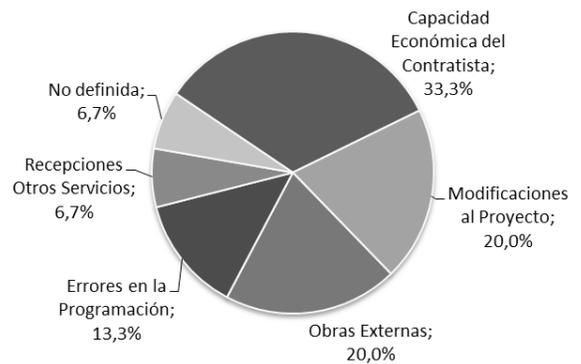


Figura 6: Factores que influyen en los atrasos de ejecución de obras, programa FSV. Fuente: Elaboración Propia, en base a encuesta aplicada a los SAT, SERVIU región de La Araucanía.

Por ejemplo: Superintendencia de electricidad y combustibles, SEC, a cargo de la recepción de los sistemas de electricidad, gas y combustibles y, Direcciones de Obras Municipales, DOM, a cargo de otorgar la recepción

c) Prórrogas reiteradas: Referido a los factores a los cuales se le atribuye las solicitudes de prórroga.

1. Coordinación EGIS / E. Constructora: Se refiere a la falta de coordinación entre EGIS y Empresa Constructora durante la ejecución de la obra, lo que se traduce en una planificación incorrecta. 12,5% de situaciones de ocurrencia evidenciadas por los SAT.

2. Responsabilidad de la E. Constructora: Cuando se asume el avance de obras y las prórrogas sin la debida responsabilidad. 12,5% de situaciones de ocurrencia evidenciadas por los SAT.

3. Proyectos Incompletos: Cuando faltan antecedentes de los proyectos, y ello conlleva a iniciar o concretar su tramitación que consume tiempo de vigencia de los certificados de subsidio habitacional. 12,5% de situaciones de ocurrencia evidenciadas por los SAT.

4. Capacidad económica del contratista: La empresa constructora no tiene la capacidad de inyectar recursos a la obra y que estas sean ejecutadas en los plazos previstos. 25% de situaciones de ocurrencia evidenciadas por los SAT.

5. Capacidad técnica del contratista: Cuando las empresas constructoras abarcan más de los que pueden ejecutar correctamente, en relación a su capacidad técnica (profesionales u otros). 25% de situaciones de ocurrencia evidenciadas por los SAT.

Título del gráfico

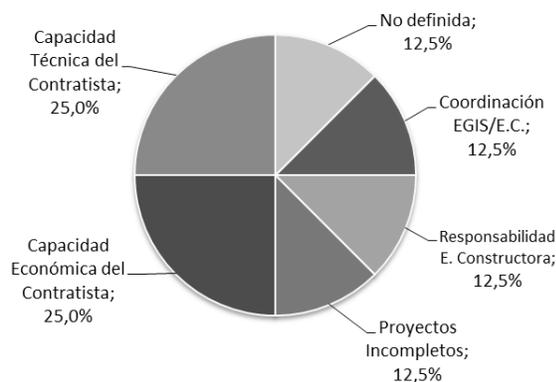


Figura 7 Factores que influyen en las prórrogas reiteradas, programa FSV. Fuente: Elaboración Propia, en base a encuesta aplicada a los SAT, SERVIU región de La Araucanía.

9. Análisis de resultados

El impacto en el presupuesto regional del MINVU, que tiene el Programa Fondo Solidario de Vivienda, alcanza cerca del 48% en relación a las otras modalidades, el cual es destinado al ámbito habitacional y está focalizado en la construcción de viviendas de familias para el primer y segundo quintil de vulnerabilidad. Este importante porcentaje de inversión con respecto a los otros programas habitacionales, tiene clara relación con el elevado número de familias demandantes o carentes de una solución habitacional, la que sobrepasa el 65% (Encuesta CASEN, 2009).

Seguidamente, se tiene que un 35,9% de los proyectos del periodo 2007-2011, dieron término a las obras con el certificado de subsidio habitacional prorrogados.

Visto lo anterior, fue necesario analizar los factores que no permitieron cumplir con lo reglamentado, principalmente en lo que se refiere a la finalización de obras en los tiempos estipulados para el Programa Habitacional.

Adicionalmente se establecieron y cuantificaron las causas aducidas formalmente por las Entidades de Gestión Inmobiliaria Social, visualizando principalmente solicitudes de prórrogas asociadas a retrasos en la ejecución de las obras (avances de obras, cierre del proceso y recepción municipal), que agrupados corresponden a un 81,9% de las causas señaladas como factores de atraso.

Paralelamente, se establecieron las causas de atrasos en la ejecución de las obras, de acuerdo a la opinión de los Supervisores de Asistencia Técnica del SERVIU Región de La Araucanía, señalando como primera causa la capacidad económica de las empresas contratistas, con un 33% de las opiniones, en segundo lugar, se planteó problemas por la aprobación de proyectos incompletos o modificaciones significativas durante el proceso, con un 20%, al igual que los problemas ocurridos por la existencia de proyectos no aprobados por otros servicios al momento de ejecutar las obras. En este contexto es importante realizar un paralelo entre las causas de los atrasos, manifestadas por las EGIS y las causas señaladas por los supervisores de asistencia técnica, los cuales no son coincidentes en términos generales, para el caso de los factores señalados por los SAT, en su mayoría son atribuibles a la empresa constructora o la EGIS, y para la Empresa Constructora/EGIS, las causas son atribuibles a terceros, cabe señalar que como se define en el artículo 48 del reglamento que rige el programa habitacional FSV, las causas no deben ser imputadas a la empresa constructora o EGIS, lo que de cierta forma obliga a estas entidades a señalar otras causas, que posiblemente no correspondan a las de las reales causas existentes.

10. Conclusiones

En virtud de lo anterior, en relación al cumplimiento de los plazos de ejecución de obras de los proyectos CNT, del Programa Fondo Solidario de Vivienda, se puede conjeturar que en un 35,9% de los proyectos analizados en cuanto a los plazos de vigencia de los certificados de subsidio habitacional para el periodo 2007 a 2011, tuvieron que solicitar prórroga o nueva vigencia de los certificados de subsidio, lo que implica la existencia de variaciones de los tiempos de inicio y/o ejecución de los procesos constructivos.

Entre las causas que motivaron los retrasos, enunciadas según declaración de las EGIS, al momento de solicitar la prórroga a la Secretaría Regional Ministerial de Vivienda, la que mayoritariamente propició la solicitud de prórroga de vigencia de los certificados de subsidio habitacional, fue la demora en el proceso de escrituración de los títulos de propiedad de los beneficiarios, por su parte un segundo factor incidente, hace referencia a retrasos imputables a terceros, principalmente por la lentitud en la aprobación de proyectos necesarios para la consecución de macro proyecto (pavimentación, servicios), los cuales no necesariamente deben contar con su aprobación al momento de financiar las obras.

Es de consideración, hacer notar que dado que la reglamentación que rige este programa habitacional, de cierta forma, induce a omitir algunas causas, fue importante conocer la postura de los SAT del SERVIU.

De esta forma, según la opinión de la contraparte dada por medio de una consulta abierta a los Supervisores de Asistencia Técnica, el factor que más ha influido en los atrasos de ejecución de obra y que llevan a solicitar prórrogas de vigencia, tienen relación con la capacidad económica de la empresa constructora, quienes se verían sobrepasados por el número de obras –públicas y privadas– que ejecutan al mismo tiempo y, que les impide disponer de los recursos necesarios para un correcto avance de estas.

Un segundo factor tiene un mayor grado de relación con lo señalado por las EGIS/Empresas Constructoras y, se vincula a la aprobación de proyectos, los que al demorar su visado, retrasan todo el programa planteado inicialmente.

En relación a los atrasos en la ejecución de obras, vinculados al periodo de vigencia los certificados de subsidio, se pudo apreciar una disminución de los incumplimientos bajo este parámetro, desde el año 2007 al 2009, sin embargo, luego de este periodo, se tendió nuevamente al alza.

El análisis de la información permitió identificar que para el periodo en estudio un 26% de las empresas ejecutaron cerca del 75% de los proyectos habitacionales, por ello, es relevante focalizar las estrategias de control y administración de estos programas que tienen la mayor participación en el mercado regional, pues esta acción influirá positivamente en un mayor porcentaje de los beneficiarios.

Si bien, los factores primordiales que indican tanto las EGIS y los Supervisores de Asistencia Técnica de los SERVIU, no son completamente coincidentes, sí tienen un mayor grado de acercamiento respecto a la demora en la autorización por parte de terceros, en esta condición, se debe velar para que todos los proyectos necesarios para concretar exitosamente una obra, estén aprobados previo a su inicio y, así evitar tiempos muertos o inactivos, que producen pérdidas tangibles e intangibles, cuando una situación no está resuelta.

Otro factor recurrente y que también se presenta en estas obras es la variabilidad, primordialmente identificada en la solicitud de múltiples prórrogas (más de tres) para la ejecución de un mismo proyecto, siendo los casos más extremos, que sin embargo no corresponden a la mayoría. De esta forma, es recomendable, seguir enfatizando en los cumplimientos de los programas de trabajo y su ajuste real, validado efectivamente por el personal de supervisión de la obra.

En resumen, a fin de evitar que las obras excedan los plazos definidos y requeridos, es trascendental para este tipo de obras, poner énfasis en:

1. La revisión de los proyectos en su conjunto y lograr que estos sean realmente viables.
2. Ejecutar proyectos aprobados en todas sus áreas.
3. Mejorar el control y administración de obra, sobre todo en los puntos que se identifiquen como de mayor relevancia para su correcto desarrollo.

11. Agradecimientos

De manera especial, se agradece al Ministerio de Vivienda y Urbanismo, por facilitar la entrega de información vital para realizar este diagnóstico, de igual forma, a todos los Profesionales, Técnicos y Administrativos, tanto de la Secretaría Regional Ministerial de Vivienda y Urbanismo, así como del Servicio de Vivienda y Urbanización, región de La Araucanía, por su colaboración en la recopilación de información y su participación en las encuestas de opinión.

12. Referencias

1. Arriagada Luco, Camilo (2004), Chile "Un siglo de políticas en vivienda y barrio, La vivienda social en el período del Gobierno Militar", MINVU.
2. Atria, Jorge (2007), Capital Social y Voluntariado: claves para un financiamiento solidario de la vivienda social. Revista INVI N° 62, Chile.
3. Botero, Luis Fernando; Álvarez Martha (2004), Guía de Mejoramiento Continuo, Red de revistas científicas, Universidad Autónoma del Estado de México, 51-53.
4. Bravo Heitmann, L. (1996). "Vivienda Social Industrializada: La Experiencia Chilena (1950-1995)", Boletín N° 28. Boletín del Instituto de la Vivienda. Editorial FAU UCH, Chile.
5. De Federico, Irene (2006), "Plan de Habilitación Social", Revista Centro de Investigación Social, Un Techo para Chile, Pág. 29-39.
6. González, Vicente; Alarcón, Fernando (2003), Buffer de programación: Una estrategia complementaria para reducir la variabilidad en los procesos de construcción. Revista Ingeniería de Construcción, PUC, 109-119.
7. Haramoto, E. (1984). Vivienda social: una hipótesis de acción. Santiago: FAU Universidad de Chile.
8. MINVU. (1992). D.S. N° 47. Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones. Chile.
9. MINVU. (2005). D.S. N° 174. Fondo Solidario de Vivienda. Santiago, Chile.
10. MINVU. (2009). Déficit Urbano-Habitacional: una mirada integral a la calidad de vida y el hábitat residencial en Chile, Chile.
11. MINVU. (2010). Cuenta Pública 2010. Santiago.
12. MINVU (2011). Definiciones Estratégicas 2012-2014. Santiago, Chile.
13. MINVU c. (20 de octubre de 2011). Observatorio Habitacional MINVU. Obtenido de <http://www.observatoriahabitacional.cl>
14. Robles, Claudia (2011), Sistema de protección social de Chile: Una mirada desde la Igualdad, CEPAL.
15. Solis, R., Martínez, J., & González, J. (2009). Demoras en la construcción de un proyecto en México. Ingeniería Revista Académica, Universidad de Yucatán, 40-47.

16. Simian, José Miguel (2010), "Logros y Desafíos de la Política Habitacional en Chile", Centro de Estudios Públicos, Pág. 270-304.
17. Taltavul de La Paz (2001), P. Economía de la Construcción. Ed. Civitas, Madrid. 17-30.
18. Vallejo, F. (2007). Responsabilidad Profesional en la Construcción de Obras. Revista Derecho del Estado.

12.1 Direcciones electrónicas

Ministerio de Desarrollo Social
<http://www.ministeriodesarrollosocial.gob.cl/casen/index.html>.
Acceso el día 21 de abril de 2012.

Asociación Mexicana de Profesionales Inmobiliarios.
<http://www.boletinampinacional.org/newsletter/19/op2.html>.
Acceso el día 14 de abril de 2012.

Observatorio Habitacional, del Ministerio de Vivienda Y Urbanismo
http://www.observatoriahabitacional.cl/opensite_20080122171214.aspx Acceso el día 28 de abril de 2012.

Ministerio de Vivienda y Urbanismo
<http://www.minvu.cl/> Acceso el día 28 de abril de 2012.



Diseño de un concreto asfáltico denso por el método Bailey y su impacto en la resistencia a las deformaciones plásticas permanentes

Bailey method design for a dense asphalt concrete and its influence on permanent plastic deformations resistance

Botasso G.1, Garcia L. 2, Nieto J. P.2, Soengas C.3

1Director LEMaC, Centro de Investigaciones Viales, **2**Becarios de Investigación del LEMaC, **3**Responsable Área Materiales Viales LEMaC

lemac@frlp.utn.edu.ar; Tel/fax:+54-221-4890413 LEMaC, Centro de Investigaciones Viales, Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional La Plata, Av. 60 y 124, La Plata, Buenos Aires, Argentina

INFORMACIÓN DEL ARTICULO

Historial del artículo:

Recibido
18-07-2012
Aceptado
26-10-2012
Publicado
20-12-2012

Palabras Claves:
Mezcla Asfáltica
Método Bailey
Ahuellamiento

RESUMEN

Históricamente las mezclas asfálticas se han diseñado considerando en este proceso la experiencia del profesional y manteniendo criterios volumétricos, tales como concavidad y continuidad de la curva granular y respetando los límites de las especificaciones técnicas que se constituyen en la franja de trabajo. A partir de allí se analiza normalmente el comportamiento reológico del ligante asfáltico y la respuesta mecánica del diseño frente a cargas estáticas y/o dinámicas de modelos que tratan de simular las condiciones de servicio. Sin embargo se ha probado que no siempre estos criterios iniciales de diseño consideran todas las variables que condicionan la estabilidad granular del sistema.

El presente trabajo desarrolla el método propuesto por Robert Bailey, del Departamento de Transporte de Illinois, aplicado al diseño de una mezcla asfáltica densa de TMN de árido 20 mm (CAC - D20). El método propone optimizar la estructura granular de los áridos logrando así una disminución de las deformaciones plásticas permanentes de las mezclas en servicio. Esta optimización se logra teniendo en cuenta la relación granulométrica con los vacíos que produce la mezcla. Para ello se definen diferentes tamices de control que permiten la evaluación de la mezcla de agregados con mayor precisión.

A efectos de probar la incidencia de estas consideraciones de diseño, en el comportamiento de la mezcla asfáltica densa, se establece una comparación de desempeño entre la mezcla diseñada convencionalmente y la propuesta por la metodología descrita (en ambos casos el porcentaje óptimo de ligante, se determinó mediante la metodología Marshall), frente a la aplicación de cargas dinámicas a 60 °C mediante el ensayo de Wheel Tracking Test, el cual pondrá de manifiesto la resistencia al ahuellamiento en cada caso.



ARTICLE INFO

Article history:

Received
18-07-2012
Accepted
26-10-2012
Available
20-12-2012

Keywords:

Asphalt mix
Bailey method
Rut resistance

Abstract

Historically, asphalt mixes have been designed considering the professional experience and proper values of volumetric parameters, such as continuously graded aggregate (gradation curve does not have any abrupt slope change), and respecting the technical specifications limits that are related. Taking that into account the asphalt binder rheological behavior is analyzed as well as the designed mix mechanical response to modeled static and/or dynamic loads that try to simulate the field conditions. However, it has been proved that not always these initial design criteria consider all the variables that condition the granular stability of the system.

The present work develops the method proposed by Robert Bailey, from the Illinois Department of Transportation, applied to a dense asphalt mix NMPS 20 mm (HMA - D20). The method proposes to optimize the aggregate skeleton to achieve a lower rate of permanent deformations of the mixtures in service. This optimization is done considering the relation between gradation and voids changes in the mix properties. To that end Control sieves are defined, these allow a more accurate aggregate blend evaluation.

In order to show how these considerations modify the dense asphalt mix properties a comparison was done between one conventionally designed mix and one designed with the Bailey method (in both cases the optimum binder content was determined by the Marshall method). These mixes were submitted to dynamic loads at 60 °C with the Wheel Tracking Test, evaluating rut resistance in each case.

1. Initial considerations

One of the reasons for failures in flexible pavements is the instability of the upper layer, called surface course, in front of the action of the heavy low-frequency loads and high temperatures.

As an unwanted effect rutting appears in the tyre-pavement contact zone generating an insecurity area for driving, water accumulation and risk in the braking conditions [1].

This kind of failure on the pavement responds to several factors. Among them it can be mentioned the type of asphalt binder selected. In this case it is important to select the asphalt binder considering the relation between the complex shear modulus (G^*) and the phase angle (δ) that is the lag between the asphalt binder response and the resulting shear strain when torque is applied using a Dynamic Shear Rheometer (DSR). The SUPERPAVE methodology, developed in the United States, sets extreme values for the quotient between these two variables considering virgin and aged asphalt binder samples in order to , if these values are accomplished, eliminate the rutting risk condition in asphalt mixes due to the load and temperature values mentioned before.

As a consequence of this, higher viscosity asphalt binders can be selected, or the usage of polymer modified asphalts can be considered. After the asphalt binder selection, under the mentioned conditions, is left to consider the other variables that influence the rutting resistance of an asphalt mix. In that sense it should not be left behind the fact that an asphalt mix is composed of aggregates that constitute more than 90% of the mix in volume, and therefore they are a fundamental point when considering the final performance. Precisely in this work the following characteristics related to the aggregates will be considered [2]:

Aggregate type: mineralogical origin.

Crushing process: If the aggregate is natural or crushed, and in the last case which were the crushing process used.

Accelerated polished stone coefficient.

Los Angeles abrasion coefficient.

Shape indicators: flakiness, elongation, cubicity.

Texture

Gradation and NMPS/ layer thickness relation.

Relation between the different aggregate fractions: granular stabilization.

To consider these variables gradation curves have been established according to the current specifications and criteria, usually called restriction zones. These values will be considered as limitations given that are currently used worldwide, not just Latin America but the European Union and the United States as well.

2. Robert D. Bailey study of the Illinois Department of Transportation of the United States.

The methodology for aggregate blend design, developed by Bailey, to reduce the permanent plastic deformations is a customary topic worldwide and therefore the related experiences are new in this field. The present work pretends to compare the behavior using the usual methodology in one case and using the Bailey methodology in the other case, fulfilling in both cases the Asphalt Permanent Commission General Technical Specifications (APCGTS) for a HMA – 20, which are used in Argentina and in other countries.

In this case the main intention is to optimize the aggregate granular structure throughout an optimum interlocking and a higher contact between the aggregates varying the voids in the mixture [3].

The Bailey method proposes to improve the granular structure achieving a better aggregate interlocking in order to improve its performance in front of permanent plastic deformations and it can be use with any method of mix design (Superpave, Marshall, Hveem, etc.).

The following tests must be done for the application of the method, they are normally carried out in control and design laboratories but in some cases they must be considered as priority given not to do so invalidate the methodology [3]:

Loose Unit Weight of an aggregate

Rodded Unit Weight of Fine and Coarse Aggregate

Density of the coarse aggregate, the fine aggregate and the filler
Gradation of the coarse aggregate, the fine aggregate and the filler

First of all it is necessary to choose a certain percentage of the loose unit weight of the coarse aggregate considering it must be lower than 90% for dense mixes. Adopting this value and taking into account the aggregate density the percentage of the voids generated by the coarse aggregate is calculated.

It is considered that the fine aggregate must fill the voids created under that condition.

On the other side the definition of coarse and fine aggregate, according to the method, is not the conventional one where the break point sieve is the 4.75mm IRAM sieve but the coarse aggregates are considered as the particles than when place in a certain volume create voids, which may be fill with smaller particles being these last ones the fine aggregate. From this definition it can be seen that more than one control sieve is needed for the aggregate division, so from the coarse aggregate gradation the following IRAM (Instituto de Normalización Argentino) or ASTM sieves are calculated:

Primary Control Sieve: 22 % of the nominal maximum particle size

$$PCS = NMPS * 0.22 \quad \text{Formula N}^{\circ}1$$

The Nominal Maximum Particle Size, NMPS, is defined as one sieve larger than the first sieve that retains more than 10%. In this case as the NMPS is of 19mm, the PCS is of 4.75mm. Assuming that such size can be considered as the N°4 sieve from ASTM, the 4.75mm divide coarse from fine aggregate. From that value the aggregate percentage is revised according to the amount of fine aggregate the coarse aggregate contain and vice versa.

Then the percentage of the N°200 sieve must be corrected according to the filler incorporated, if necessary.

Once the final percentage is obtained the left control sieves are calculated.

The next one is the called Half Sieve, HS:

$$HS = NMPS * 0.5 \quad \text{Formula N}^{\circ}2$$

In this case the HS is of 9,5mm that is the same as the 3/8" ASTM sieve.

Then the Secondary Control Sieve is calculated as follows:

$$SCS = PCS * 0.22 \quad \text{Formula N}^{\circ}3$$

In this case 1,18mm is the same as the N°16 ASTM sieve.

At last the Tertiary Control Sieve is calculated as follows:

$$TCS = SCS * 0.22 \quad \text{Formula N}^{\circ}4$$

In this case the obtained value is 0.30mm the same as the N°50 ASTM sieve.

These sieves allows to divide the final aggregate blend in different portions for a better study, generating control points that are wider than the ones considered in a conventional curve[3]. In a detail of this analysis it can be said that the combined blend is broken down into three distinct portions, and each portion is evaluated individually: the coarse portion of the combined blend is from the largest particle to the PCS and the fine portion is broken down and evaluated as two portions with the SCS and the TCS.

Three different portions are defined:

Coarse Aggregate
Coarse Portion of Fine Aggregate
Fine Portion of Fine Aggregate

Coarse Aggregate (CA)

The CA Ratio is used to evaluate packing of the coarse portion of the aggregate gradation and therefore to analyze the resulting void structure.

For its calculation the PCS and the HS are used:

$$CA \text{ Ratio} = \frac{(100\% \text{ Passing HS}) - (\% \text{ Passing PCS})}{(100\% - 100\% \text{ PHS})} \quad \text{Formula N}^{\circ}5$$

Particles smaller than the half sieve are called "interceptors." These are too large to fit in the voids created by the larger coarse aggregate particles and hence spread them apart. The balance of these particles can be used to adjust the mixture's volumetric properties. When the CA Ratio decreases compaction of the fine aggregate fraction increases because there are fewer interceptors to limit compaction of the larger coarse aggregate particles; besides the blend could be prone to segregation. As the CA Ratio increases towards 1.0, VMA will increase. However, as this value approaches 1.0, the coarse aggregate fraction becomes unbalanced because the interceptor size aggregates are attempting to control the coarse aggregate skeleton. Finally, as the CA Ratio exceeds a value of 1.0, the interceptor-sized particles begin to dominate the formation of the coarse aggregate skeleton. The coarse portion of the coarse aggregate is then considered "plugger," as these aggregates do not control the aggregate skeleton, but rather float in a matrix of finer coarse aggregate particles.

The CA has a meaningful effect on the mix volumetric properties as the CA portion increases the VMA increases as well.

Besides it can indicate construction problems, given that if the CA portion decreases the blend has a greater tendency to segregate.

Coarse Portion of Fine Aggregate (FAC).



All of the fine aggregate (i.e., below the PCS) can be viewed as a blend by itself that contains a coarse and a fine portion. The coarse portion of the fine aggregate creates voids that will be filled with the fine portion of the fine aggregate. The FAc is calculated using the PCS and the SCS as follows:

$$FA_c = \frac{(\% \text{ Passing SCS})}{(\% \text{ passing PCS})} \quad \text{Formula N}^\circ 6$$

It is desirable to have this ratio less than 0.50, as higher values generally indicate an excessive amount of the fine portion of the fine aggregate is included in the mixture.

Fine Portion of Fine Aggregate (FAf)

The fine portion of the fine aggregate fills the voids created by the coarse portion of the fine aggregate.

$$FA_f = \frac{(\% \text{ Passing TCS})}{(\% \text{ passing SCS})} \quad \text{Formula N}^\circ 7$$

The Faf should be lower than 0.50. The FAc and the Faf have similar effect on the blend given that the VMA will increase with a decrease in this ratio.

Since there are not experimentations in the matter the range of proportions can be broaden if the designer obtains acceptable mixes.

In this experience the operations are shown in a excel calculation sheet.

3. Experimental development

The designed asphalt mix will constitute a road surface of a road with heavy traffic with a AADT of 2000 vehicles per day, being 70% heavy vehicles. It will be a hot dense mix consisting of 2 inches with a 20mm NMPS, designated as HMA – D20. The materials will be constituted by aggregates from a quarry of Tandil, Province of Buenos Aires, of granitic origin, crushed, and commercially designated as 6:20 coarse aggregate. On the other hand, the fine portion is constituted by a triturated sand of the same origin that the coarse aggregate, commercially designed as 0:6 sand.

The hydrated lime has been selected as filler, considering filler as the particles that pass the 175um ASTM sieve.

The asphalt cement used is classified as AC-30 according to the viscosity values and accomplishing 1,3KPa for $G^*/\text{sen } \delta$ for the virgin binder and 2,5 KPa for the aged binder. This asphalt is provided by an YPF refinery of the city of La Plata. In this way it is warranted a good performance of the asphalt binder in 60°C work conditions and low frequency traffic, considered in this case as 26.5 cycles per minute, which are compatible with the Wheel Tracking Test that was used to evaluate the design process.

Considering the current specifications in Argentina, which are similar to the specifications in the region, the aggregates were characterized (part 3.1) and then the corresponding gradation curve was designed using the conventional method (part 3.3), this asphalt mix was called **CM**.

In this work, being the objective to compare design criteria, the initial design applied was the estimation method considered as conventional (CM) and then the Bailey criteria was applied, the results obtained with the Bailey method were called B.

Based on the original gradation three new gradation curves were designed varying the “Chosen Unit Weight” (CUW) of the coarse aggregate, using 50%, 55% and 60% of the CUW and they were called **MB 50, MB 55, MB 60**.

Optimum asphalt content determination in a conventional mix **CM** was done by Marshall design methodology and it was kept constant for three mixes, **MB 50, MB 55, MB 60** (part 3.1.4).

Rutting resistance assessment method was done with an European Community standard test: the Wheel Tracking Test (WTT) UNE 12697-22, Bituminous mixtures- Test Methods for hot mix Asphalt - Part 22 (part 3.2). [4]

3.1. Aggregate characterization

Table N°1 shows the obtained results in the aggregate characterization process. The reference standard is the IRAM. When VN appears it means the reference standard is from the Argentine National Road Department – Dirección Nacional de Vialidad de Argentina.

HMA - D20 AGGREGATES			
Aggregate type	6:20	0:6L	ime
Gbs (Kg/m ³) (IRAM 1533)	2.835	2.769	2.480
UWLoose (kg/m ³) (IRAM 1548)	1647	-	-
UWRodded (kg/m ³) (IRAM 1548)	1771	1636	-
Índices de Lajas (%) (IRAM 1687)	20	-	-
Flakiness index (%) (IRAM 1687)	24	-	-
Los Angeles abrasion test (%) (IRAM 1532)	15	-	-
Plasticity, fine fraction (VN - E2 - 65)	-	No plastic	-
Adhered dust (ml) (VN - E68 - 75)	1.1	-	-

Table N° 1 Aggregate characterization

3.2 Binder characterization

Table N°2 shows viscosity values of the used asphalt binder, according to IRAM 6835 [6], and mixing and compaction temperatures obtained through the viscosity profile. These temperatures express the value in °C in which aggregates and binder can be mixed and at which the asphalt cement has a viscosity of 1.8 to 2.8 Pa*sec.

Pfeifer penetration index express the relation between penetration and softening point recorded in the asphalt binder control. The values of the ratio between the complex modulus and the phase angle express the aptitude or not of the asphalt to form a plastic deformation resistance mix. In this case, since the values are higher to 1 and 2,2 KPa, the standard parameters are achieved.

VISCOSITY CLASSIFICATION (rotational viscosimeter)		
At 60 °C (dPa*seg)	3070	AC - 30
At 135 °C (mPa*seg)	570	
Compaction and mixing temperatures		
Compaction temperature (°C)	150	
Mixing temperature (°C)	160	
Pfeifer Index		
- 0,9		
G*/sen δ, DSR		
Virgin binder (KPa)	1,3	
Aged binder (KPa)	2,5	

Table N° 2 Binder characterization

3.3 Aggregate dosification using the two methodology

Table N° 3 shows the limit curves for an asphalt concrete, normally called HMAC – D20

% passing								
SIEVE (mm)	25	19	9,5	4,75	2,36	0,60	0,30	,075
UPPER LIMIT	100	83	60	45	33	17	12	5
LOWER LIMIT	-	100	75	60	47	29	21	8

Table N°3 Limit curves

Table N°4 shows the aggregate proportions considering the following criteria:

Each aggregate contribution for the total aggregate curve corresponds to the conventional mix (CM).

Using the control sieve methodology the Bailey curves were designed considering to obtain a copy of the conventional design curve so as to have a comparison parameter.

Then the first curve was the **MB 60** (chosen unit weight 60% of the loose unit weight), this **MC and MB 60** curves match all sieves except in the higher sieve sizes where there is a little difference (+/- 0.2).

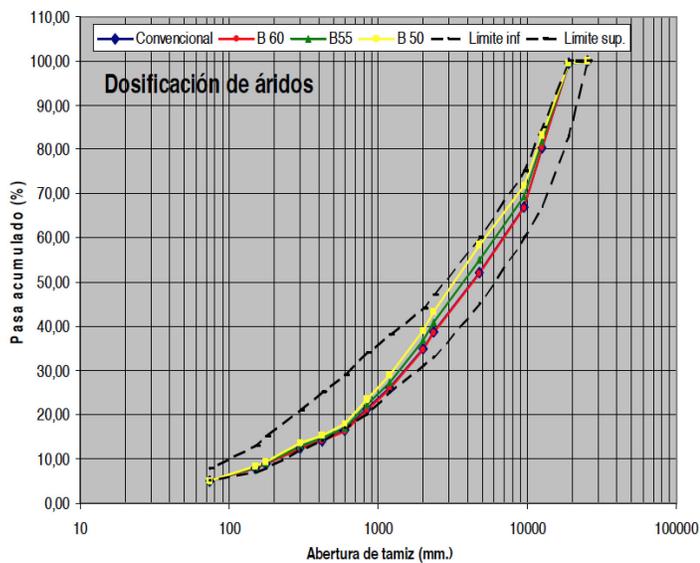
The other Bailey curves were designed with 50% and 55%, and called MB 50 and MB 55, the choice of those unit weight is limited by the Asphalt Permanent Commission General

Technical Specifications, used in Argentina, see Table N° 4.

Aggregate Fractions				
Aggregate fraction	C	Bailey mixes		
		B 60	B 55	B 50
6:20 (%)	46.4	46.7	43.3	39.8
0:6 (%)	52.6	52.3	56.0	59.8

For these steps a calculation sheet was made allowing to do the adjustment of the fine proportion and to obtain a break point in the control sieves. Because the length of these operations they cannot be included in this work, but with the bibliography and the Bailey method the same operations can be arrived at.

The limit curves according to the APCGTS, the **MC**, **MB50**, **MB55** and **MB60 curves**, can be seen in the following Graphic N°1[7].



Graphic N° 1. Resulting curves

4. Mechanical and volumetric assessment of the mixes

Once the optimum combination of the aggregate blend was achieved, the optimum binder content was determined. First of all the optimum binder content of the conventional mix, called CM, was determined. Five different mixes with growing asphalt content were designed, modifying in a similar proportion the aggregates so as to keep constant the aggregate dosification curve. The optimum asphalt content adopted was 4.3%; the verification can be seen in Table N°5 and N°6.

MB 50, **MB 55** and **MB 60** mixes were designed with the same asphalt content in order to have just the chosen unit weight as the only variable. This can be seen in Table N°7. Another design considerations that must be addressed are: mineral filler weight versus asphalt weight; volumetric concentration (V_c) and critical filler concentration (CFC), this can be seen in Table N°7. The test for the V_c/CFC ratio was done for the conventional mix given that corresponds to the higher filler proportion among the mixes.

Optimum asphalt content verification				
Parameters	CM	Bailey mixes		
		MB 60	MB 55	MB 50
$D_{Rice} (g/cm^3)$	2.552	2.573	2.567	2.543
$D_{Marshall} (g/cm^3)$	2.430	2.467	2.443	2.422
V (%)	4.7	4.1	4.4	4.8
VAM (%)	15	14.7	14.9	15.2
VFA (%)	69.7	72.2	70.5	68.5

Table N° 5 Volumetric analysis of the Marshall method molded samples

Optimum asphalt content verification				
Parameters	MC	Bailey mixes		
		MB 60	MB55	MB 50
S (kg)	1099	1340	1241	1181
F (mm)	3.5	4.3	4.1	3.3
S/F (kg/cm)	3140	3116	3027	3597

Table N° 6 Mechanical analysis of the mixes

Composing fractions of each mix				
Fraction	MC	Bailey mixes		
		MB 60	MB 55	MB 50
6:20 (%)	44.50	44.70	41.40	38.1
0:6 (%)	50.30	50.00	53.60	57.2
Lime (%)	1.00	1.00	0.7	0.4
Asphalt (%)	4.30			
Filler (5%) /asphalt $0.8 < f/a < 1.3$	1.1			
V_c	0.299	accomplished		
CFC	0.315			
$CFC/V_c < 1$	0.950			

Table N° 7 Final mixes dosification considering the asphalt %

In photograph N°1 it can be seen the different mixes elaboration in a heated bath.

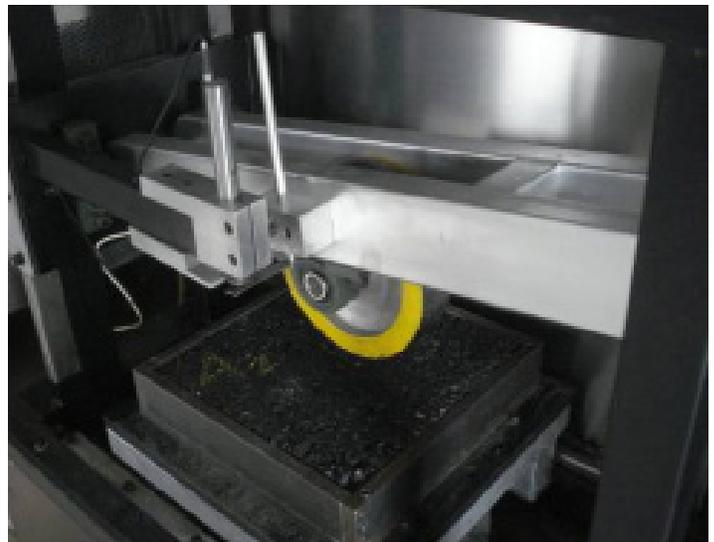


5. Permanent plastic deformations assessment

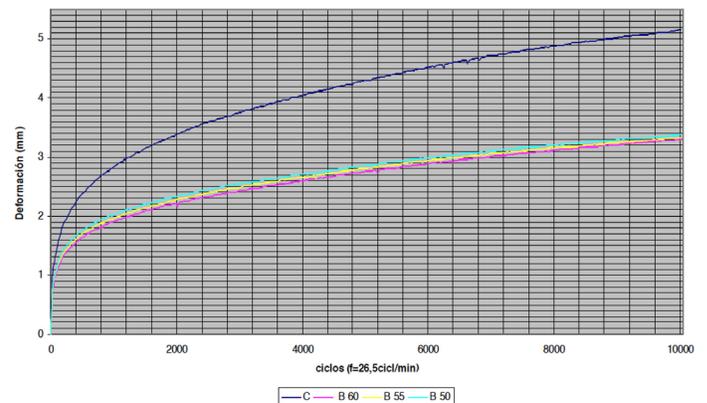
Permanent plastic deformations in an asphalt concrete layer are primarily caused by displacement with constant volume (plastic flow), a volumetric reduction of the asphalt mix composing materials or by shear stress deformations produced by the traffic loads. As told, this occurs for high surface road temperatures and low traffic frequency. In the model used in Argentina, based on the European standard - Test methods for hot mix asphalt - Part 22: Wheel tracking test - where the mix is submitted to 60°C and a load application frequency of 26.5 cycles per minute with 10,000 cycles in total. This represents the road behavior in front of high temperatures and dynamic loads. This test gives potential failure criteria when the proportional rut depth (PRD air) and the wheel tracking slope (WTS air) are high. This can be seen in Table N°8, the results are from the media from two samples according to mentioned standard.

The wheel tracking slope “WTS air” represents the evolution of rut depth in the contact zone, where a high value indicates deformation susceptibility; the proportional rut depth represents the rut depth based on the sample thickness. Both parameters are calculated from the table in Graphic N°2. It represents the deformation cycles; each point is a media between 25 points in the central 100mm of the wheel path with a 26.5 cycles per minute frequency. The test equipment can be seen in photograph N°2. The tested samples can be seen in photograph N°3. The Ic value represents the media compaction coefficient in each case [5].

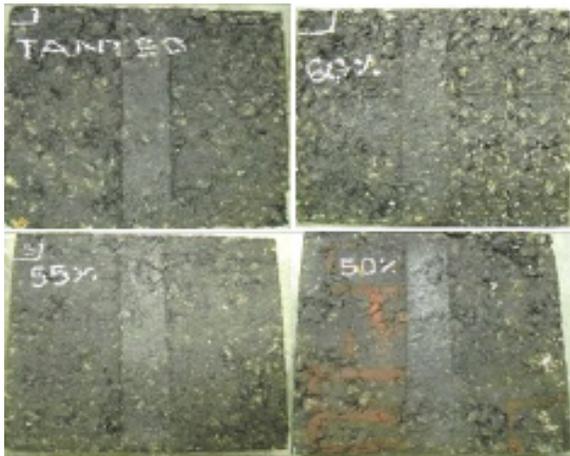
BS EN 12697-22, Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt - Part 22: Wheel tracking test.				
Sample N°	Ic (%)	RD _{AIR} (mm)	PRD _{AIR} (%)	WTS _{AIR} (mm/10 ³ cycles)
MC	98.6	5.2	10.3	0.170
MB 60	97.4	3.3	6.6	0.108
MB 55	97.3	3.3	6.7	0.104
MB 50	98.0	3.4	6.8	0.104



Photograph N° 2 WTT equipment



Graphic N° 2 WTT curves for each mix



Photograph Nº3 WTT samples for each tested mix

6. Result analysis

From the tests made the following analysis can be done:

Granular curve elaboration considering sieve control can be adjusted without any previous experience regarding proportions. Comparing with an effective design that was done for approximation in the dense graded mixes, 60% of the unit weight seems to be the percentage that better adjust to the previous method curve.

The better aggregate interlocking and higher contact between the particles proposed by the Bailey methodology can be seen in the volumetric parameters: DRice, V, DMarshall, VAM and **MB 60** stability compared with **MC** keeping S/F relation constant.

When the coarse aggregate chosen unit weight decreases (**60%**, **55%** and **50%**), and given that the asphalt content is the same, the aggregate interlocking increases because of the voids raise, stability parameter decrease, and Rice density and compacted density decrease.

The **MB 60** mix rut depth **RD** (3,3 mm) was lower than the MC mix RD (5.2 mm) in a 35% approximately.

The MB 60 Bailey method proportional rut depth was lower, in a 36%, than the MC conventional mix.

The PRD and WTS results in the Bailey mixes (**MB 60**, **MB 55** y **MB 50**) did not represent significant differences among them.

7. Conclusions

* The Bailey method proved to be an adequate strategy for the granular design of asphalt mixes. In the special case of the dense mixes tested in this work a 60% of the loose unit weight seems to give granular stability, concavity and continuity to the curve and an optimum dosification according to the studied parameters.

In the case of an inexperienced designer, the Bailey method presents a starting point for the first mix design. The control points become helpful tools to define the curve concavity according to the specifications range. The mechanical and volumetric values from the Marshall test are optimized with the chosen unit weight. The methodology has allowed to reduce the designed mix rut given the granular curve path.

8. Bibliography

- [1] MONISMITH C. L., ET AL (1994) "Permanent Deformation Response of Asphalt – Aggregate Mixes". SHRP – A - 415. National Research Council, Washington, D.C. U.S.A.
- [2] PADILLA RODRIGUEZ, A., (2002). Comportamiento a la deformación permanente de las mezclas asfálticas en caliente Universidad Politécnica de Catalunya. Barcelona, España.
- [3] BAILEY, A. (2002). Bailey Method for Gradation Selection in Hot - Mix Asphalt Mixture Design. Transportation Research Board Circular. USA.
- [4] Wheel Tracking Test (WTT) Método UNE 12697- 22, Bituminous mixtures - Test Methods for hot mix Asphalt - Part 22 (apartado 3.2). España.
- [5] BOTASSO, G. (2005) Estudio del ahuellamiento en mezclas densas. Universidad Tecnológica Nacional, LEMaC, Centro de Investigación Vial, La Plata. Argentina.
- [6] COMPENDIO DE NORMAS IRAM (2010) Instituto de Normalización de Argentina.
- [7] Especificaciones de mezclas asfálticas en caliente de bajo espesor para carpetas de rodamiento. (2005). Comisión Permanente del Asfalto.



Evaluación e identificación del potencial de colapso en suelos derivados de cenizas volcánicas del Sur de Chile

Assessment and identification of potential collapse in volcanic ash soils in Southern Chile

Hermosilla M.¹, Cardenas J.¹

**1 Departamento de Ingeniería de Obras Civiles, Universidad de la Frontera, Chile
mhermo@ufro.cl, fono: 56-45-592815, fax: 56-45-592817**

INFORMACIÓN DEL ARTICULO

Historial del
artículo:

Recibido
27-06-2012

Aceptado
26 -10-2012

Publicado
20 -12-2012

Palabras Claves:
Colapso
Suelo de ceniza
volcánica

ARTICLE INFO

Article history:

Received
27-06-2012

Accepted
26 -10-2012

Available
20 -12-2012

Keywords:
collapse
volcanic
ash soils

RESUMEN

El trabajo presenta una descripción y evaluación del colapso a diversos suelos derivados de cenizas volcánicas del Sur de Chile, mediante la evaluación de sus parámetros físicos, según diferentes criterios de identificación. Los criterios se evalúan con los parámetros físicos en estado natural y en estado seco en horno. Se presentan también ensayos para identificar el potencial de colapso, analizando muestras mediante ensayos normados. Finalmente se analizan y discuten los resultados.

Abstract

This paper presents the behavior and collapsing features of several volcanic ash soils of Southern Chile. The geotechnical parameters are determined according to different criteria of classification, such as the void ratio in natural state and oven-dry state. Tests results are presented to show are collapsibility observed in standard geotechnical tests.

1. Introducción

En Chile, los suelos derivados de cenizas, específicamente los suelos alofánicos cubren parte importante de nuestro país, aproximadamente 3.757.000 hectáreas, de las cuales, el 89% corresponden a suelos Trumaos, el resto a los llamados Ñadis. Estos suelos son formados principalmente de vidrio volcánico altamente susceptible a alteraciones, debido a que presentan una estructura atómica amorfa que al descomponerse genera partículas que preceden la formación de arcillas. Estas partículas son denominadas alofanos e imogolitas, las cuales le confieren características especiales a este tipo de suelos, generando así un comportamiento geomecánico diferente al convencional. Las propiedades particulares que presentan estos suelos son, entre otras, la capacidad de retener gran cantidad de agua, tienen humedades naturales elevadas, entregan densidades secas bajas, elevados ángulos de fricción, además de presentar cambios en su estructura al ser secados. (Verdugo y Paredes 2004)

Tomando en cuenta lo expuesto anteriormente acerca de las características especiales que poseen los suelos derivados de cenizas volcánicas, y su ubicación en gran parte de nuestro territorio, es necesario investigar acerca de los diferentes criterios de estimación de colapso y la evaluación del potencial de colapso de estos suelos, siendo este, el principal objetivo del presente trabajo.

2. Exposición General del Problema

2.1 Definición de colapso en mecánica de suelos

Cualquiera sea el tipo de estructura de suelo que se esté considerando, siempre es posible hablar de vínculos o fuerzas que unen o ligan una partícula a otra. En unos casos, las partículas están en contacto directo entre sí (partícula-partícula) unidas por fuerzas externas o capilares, y en otros casos estas fuerzas o vínculos pueden tener carácter fisicoquímico o eléctrico, incluso no existir contacto directo entre las partículas.

Si la estructura del suelo se encuentra en estado de equilibrio, y un agente externo provoca una disminución o anulación de las fuerzas que vinculan unas partículas con otras, puede suceder que el suelo pase a un nuevo estado de equilibrio. Este proceso entre dos estados de equilibrio puede provocar o no, un cambio de la estructura del suelo, dependiendo de:

La magnitud de los cambios provocados en los vínculos y/o fuerzas por el agente externo.

El estado tensional existente en los vínculos.

Si los cambios provocados por el agente externo en las características de los vínculos, no son suficientes como para movilizar un cambio de estructura, ésta permanecerá inalterada. Sin embargo, la condición de equilibrio puede haber variado, dado que de alguna forma el agente ha “sensibilizado” al suelo. En cambio, si el estado tensional en los contactos es superior a la resistencia que tienen éstos durante el proceso, las partículas cambiarán de posición, produciendo un cambio de estructura y pasando a un nuevo estado de equilibrio que puede derivar muchas veces en el colapso del suelo.

2.2 Características de los suelos colapsables

Los suelos colapsables presentan una serie de características comunes, tales como:

- Estructura macro porosa, con índice de huecos (e), entre relativamente alto, a muy alto.
- Granulometría predominantemente fina, con predominio de fracciones de limos y de arcilla. El tamaño de los granos es generalmente poco distribuido y con los granos más grandes escasamente meteorizados. La mayoría de las veces, la cantidad de la fracción arcilla es relativamente escasa, pero sin embargo, tiene una influencia importante en el comportamiento mecánico de la estructura intergranular.
- Estructura mal acomodada, con partículas de mayor tamaño separadas por espacios abiertos, y unidas entre sí por acumulaciones o “puentes” de material predominantemente arcilloso. En muchos casos existen cristales de sales solubles insertados en tales puentes o uniones arcillosas.

2.3 Tipos de suelos colapsables

La mayoría de los suelos colapsables que se presentan en estado natural son eólicos, es decir, arenas y/o limos depositados por el viento en regiones áridas y semiáridas, tales como los loes, las playas eólicas, los depósitos de polvo volcánico, arenas arcillosas sueltas y arenas sueltas cementadas por sales solubles las cuales tienen altas relaciones de vacíos, pesos específicos bajos y sin cohesión o sólo ligeramente cohesivos. Estos suelos están íntimamente relacionados con los depósitos glaciales, especialmente en las cercanías de las vías principales de los glaciales y zonas

de derrames. El arrastre del viento a través de las grandes áreas cubiertas de arenas, ya sean llanuras de derrame, playas, llanuras de inundación de ríos anchos o aún llanuras de desierto, se lleva la arena y las partículas de tamaño del limo, pero deja la grava.

Los granos pequeños ruedan unos sobre otros o saltan pequeñas distancias en el aire y se amontonan para formar médanos, mientras que las partículas más finas son llevadas lejos.

Algunas veces depósitos de suelos colapsables son dejados por inundaciones y flujos de lodos. Estos depósitos se secan y quedan pobremente consolidados (preconsolidación aparente).

2.4 Mecanismo de colapso

A continuación, se analizarán los diferentes mecanismos de colapso para distintas estructuras de suelos.

Las siguientes condiciones generales son las que se deben dar para que ocurra el colapso (Dudley, 1970):

La estructura del suelo deberá tener ciertas características, de modo tal que se tienda a la ocurrencia de dicho fenómeno.

Las partículas estarán unidas entre sí por fuerzas o materiales cementantes que son susceptibles a ser anulados o reducidos cuando aumenta el contenido de humedad del suelo.

Cuando este soporte es reducido o anulado, las partículas del suelo deslizan o ruedan, por una pérdida de la resistencia al corte. Los suelos granulares, como las arenas y las gravas, presentan un tipo de estructura simple, también ampliable a los limos.

3. Criterios de Identificación del Colapso según Parámetros Físicos del Suelo.

En general, la mayoría de estos métodos de identificación tienen más bien un carácter cualitativo que cuantitativo.

Varios investigadores propusieron, para su identificación, diversos métodos para evaluar los parámetros físicos de los suelos colapsables. Dichos métodos utilizan las propiedades índices de los suelos.

Los investigadores y sus criterios más acordes a los tipos de suelos del presente estudio, son:

3.1 DENISOV (1951). Este investigador utilizó un coeficiente de hundimiento K:

3.2 CLEVENGER (1958). Propuso evaluar el parámetro σ_d :

3.3 PRIKLONSKI (1952). Propuso un coeficiente K_p para su identificación:

3.4 GIBBS (1961). Propuso una razón de colapso dada por el coeficiente R.

3.5 SOVIET BUILDING CODE (1962). Se propuso un coeficiente L:

3.6 FEDA (1964). Este investigador propuso un coeficiente KL

3.7 HOLTZ Y HILF (1961). Sugirieron un gráfico según:

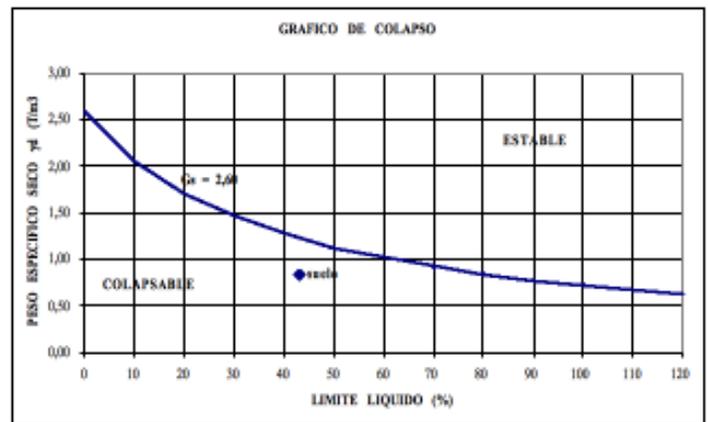


Figura 1: Gráfico según peso específico seco versus el límite líquido.

3.8 GONZÁLEZ DE VALLEJO. Propuso la siguiente tabla, en función de γ_d

Grado de colapso	Densidad seca γ_d (Ton/m ³)	Potencial de colapso (%)
Bajo	> 1,4	< 0,25
Bajo a medio	1,2 - 1,4	0,25 - 1,0
Medio a alto	1,0 - 1,2	1,0 - 5,0
Alto a muy alto	< 1,0	> 5,0

Tabla 1: Relaciones entre densidad seca y grado y potencial de colapso

4. Descripción del Potencial de Colapso Mediante Ensayos Normados.

Para la evaluación directa del colapso, existen métodos tales como la Prueba de Carga, Pruebas Edométricas Dobles, y la Prueba Edométrica Típica, pero normada según norma UNE 103406 o bien su equivalente ASTM D5333, llamadas “Ensayo de Colapso en Suelos” y “Medida del Potencial de Colapso en Suelos”, respectivamente. Esta prueba o ensayo normado, a modo general, consiste en tomar una muestra de suelo inalterado, la que deberá ser cuidadosamente tallada y dispuesta en la misma dirección que ocupaba en el estado natural, dentro de la célula de consolidación. Se ajusta el consolidómetro en el aparato de carga y se somete la muestra a un ensayo edométrico hasta alcanzar una presión, en este caso de 2,00 kg/cm², para esto, se aplican

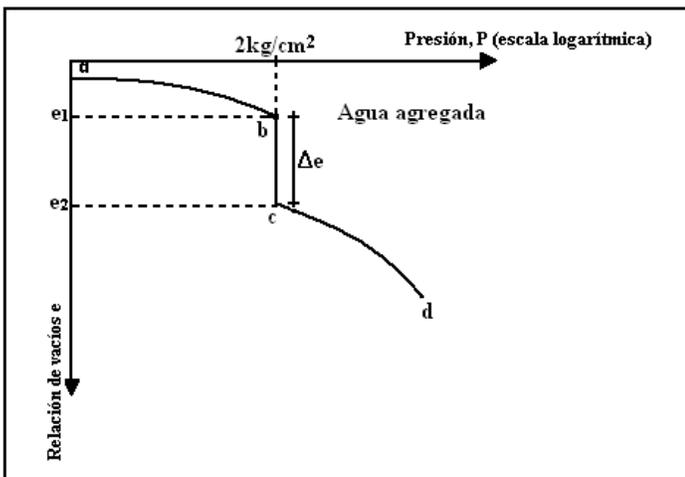


Figura 2: Curva típica ensayo de colapso.

Cuando el suelo ha estabilizado sus asientos con la presión de 2,00 kg/cm², se lo inunda aplicando una presión por la base de 0,20 kg/cm², elevando la presión de sobrecarga a 2,20 kg/cm², dejando consolidar la muestra por 24 horas. Se registra la lectura de descenso de la muestra por inundación (Δe) y se prosigue cargando el suelo doblando la carga. Finalmente, se descarga la muestra y el total de ella se coloca dentro del horno por 24 horas para determinar el peso seco. Se grafica la curva relación de vacíos (e) v/s logaritmo de presión como muestra la figura 2.

Luego, se determinará el potencial de colapso (C_p) de la muestra, mediante la expresión:

$$C_p = \left[\frac{\Delta e}{1 + e_o} \right] \times 100$$

e_o : relación de vacíos de terreno (4.1)

Además, la severidad de los problemas de cimentaciones asociados con un suelo colapsable, se correlaciona con el potencial de colapso “CP”, (Clemente & Finbarr, 1981) según la siguiente tabla.

C_p (%)	Severidad del problema
0-1	Ningún problema
1-5	Problema moderado
5-10	Problema
10-20	Problema severo
20	Problema muy severo

Tabla 2: Relación del potencial de colapso y la severidad de los problemas de la cimentación.

5. Evaluación y Determinación Del Colapso.

Se analizaron un total de 27 muestras inalteradas, extraídas de ciudades de Temuco, Valdivia y Osorno

5.1 Evaluación de los criterios mediante propiedades físicas.

A continuación se muestra el resumen total de las 27 muestras, evaluados todos los diferentes criterios de identificación del colapso con límites de Atterberg al natural. De la misma manera se procedió para las muestras con límites al horno. Luego se realizó una comparación de los resultados, la cual se presenta en la tabla 3.

Muestras	Límites Atterberg al natural	Límites Atterberg al horno
M1	No colapsable	Colapsable
M2	No colapsable	Colapsable
M3	Colapsable	Colapsable
M4	Colapsable	Colapsable
M5	Colapsable	Colapsable
M6	Colapsable	Colapsable
M7	Colapsable	Colapsable
M8	Colapsable	Colapsable
M9	No colapsable	Colapsable
M10	No colapsable	Colapsable
M11	No colapsable	Colapsable
M12	Colapsable	Colapsable
M13	Colapsable	Colapsable
M14	No colapsable	Colapsable
M15	No colapsable	Colapsable
M16	No colapsable	Colapsable
M17	No colapsable	No colapsable
M18	No colapsable	Colapsable
M19	No colapsable	Colapsable
M20	No colapsable	Colapsable
M21	No colapsable	Colapsable
M22	No colapsable	No colapsable
M23	Colapsable	Colapsable
M24	No colapsable	Colapsable
M25	No colapsable	Colapsable
M26	No colapsable	Colapsable
M27	No colapsable	No colapsable

Tabla 3: Comparación de muestras con límites de Atterberg al natural y al horno.

De la tabla anterior, en relación a la variación en la identificación del colapso, podemos observar lo siguiente:

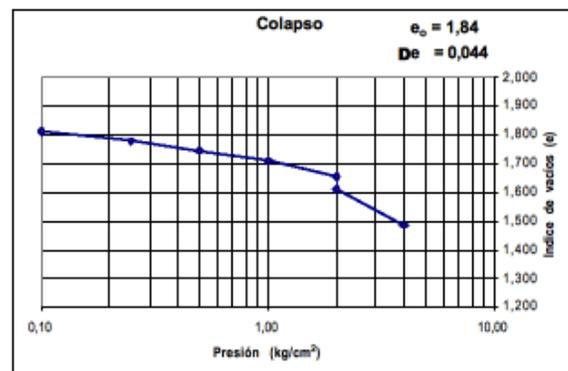
De no colapsable a colapsable, se identificaron 15 muestras. De colapsable a no colapsable, no se registraron muestras. Ahora bien, las muestras que no presentaron una variación en la identificación del colapso, fueron sólo 3 muestras para no colapsables, todas estas con peso seco mayor a 1.04T/m³, donde la M17 clasifica como SM y la M27 como CH.

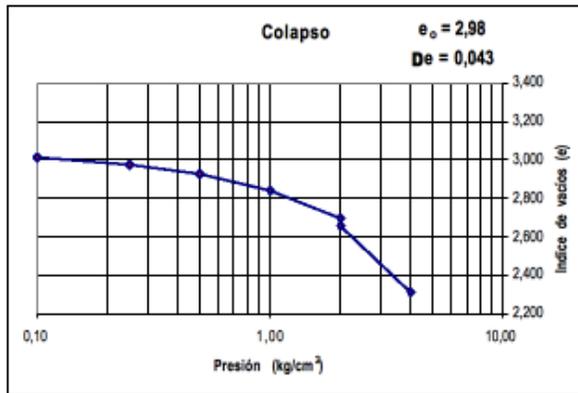
Las que se mantuvieron como colapsable, fueron 9 muestras.

5.2 Determinación del potencial de colapso según norma

Para esto se eligieron tres de las veintisiete muestras de suelo. Los suelos elegidos corresponden a las muestras 25, 26 y 27. Las muestras 25 y 26 corresponden a suelos de la ciudad de Valdivia. La muestra 27 corresponde a Temuco (sector norte).

El ensayo se realizó usando el método de muestras inalteradas por lo que las muestras de suelo fueron cuidadosamente talladas y dispuestas dentro de la célula de consolidación en la misma dirección que ocupaban en el estado natural. A continuación se muestran los gráficos arrojados. Finalmente se obtienen los potenciales de colapso de las tres muestras y su grado de severidad en ingeniería.





Comparando estos resultados con los obtenidos mediante los criterios en base a parámetros físicos del suelo en estado natural, observamos que los criterios que más se acercaron a los resultados del ensayo, fueron para cada muestra los siguientes:

Muestra 25: Denisov, Gibbs, Feda y Holtz y Hilf.

Muestra 26: Denisov, Gibbs, Feda y Holtz y Hilf.

Muestra 27: Denisov, Clevenger, Gibbs, Feda, González de Vallejo, y Holtz y Hilf.

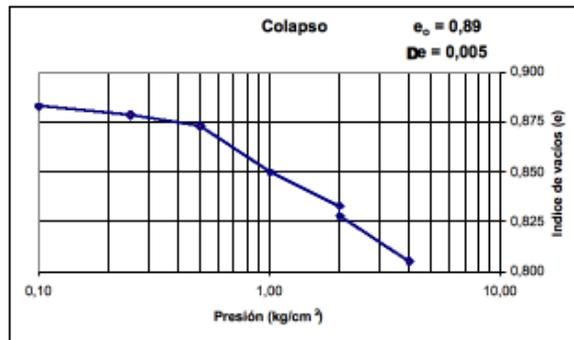


Figura 4: Gráficos del edómetro para las muestras 25, 26 y 27 respectivamente

Con los datos derivados del ensayo de edométrico para evaluar el colapso, se estimó el potencial de colapso (CP) de cada muestra. Los valores obtenidos y la severidad del problema que estos implican, se detallan en la tabla 4.

Muestras	Cp (%)	Severidad del problema
M25	1,55	Problema moderado
M26	1,08	Mixto PM - NP
M27	0,26	Ningún problema

Tabla 4: Potencial de colapso y severidad del problema de las tres muestras ensayadas bajo norma

6. Conclusiones

En torno a los criterios de identificación, según parámetros físicos

Mientras mayor es la diferencia entre los límites líquidos al natural y al horno, mayor es la diferencia en los resultados arrojados por los criterios de identificación de colapso. Por el contrario, si la diferencia entre los límites líquidos de un mismo suelo, no es tan grande, los criterios arrojan resultados similares. Esto nos indica que los suelos que no presentan esta diferencia, es decir, suelos arcillosos, tales como rojos o pardo-arcillosos, son prácticamente inertes a estas variaciones (muestra 27).

Con respecto a los resultados anteriores, la mayoría de los suelos estudiados en este trabajo, serían no colapsables si se mantiene su estructura original intacta, es decir en estado natural.

Los criterios de identificación de colapso en base a parámetros físicos, fueron desarrollados para suelos con ciertas similitudes a los suelos de cenizas volcánicas, pero particulares, cuyo comportamiento geomecánico no dista en demasía de la mecánica de suelos tradicional, como es el caso de los suelos alofánicos.

En torno a los ensayos normados

El ensayo de colapso permite estimar la variación de la relación de vacíos de un suelo al ser inundado bajo la presión de carga. La norma que rige este ensayo es la UNE 103406/06, y su equivalente ASTM D 5333/92, la cual permite realizar una evaluación real del potencial de colapso de un suelo y por ende, la severidad del problema a ocasionar según Clemente y Finbar 1981.

El ensayo de colapso Normado fue realizado a tres muestras de suelos inalteradas. Este método simula las condiciones que tiene el suelo en estado natural. Los resultados para los suelos ensayados van desde Ningún Problema a Problema Moderado.

En torno a la relación entre criterios y ensayos

Para realizar un análisis comparativo entre los resultados del ensayo y los resultados de los criterios físicos, deben considerarse los criterios donde se utilizaron los límites de Atterberg al natural y no al horno. Según esto, se obtuvo que los criterios físicos que más se acercaron a los resultados de la norma, fueron: Denisov, Gibbs, Feda y Holtz- Hilf.

Si bien estos criterios se acercaron bastante a los resultados del ensayo normado, es recomendable limitar su uso en función del conocimiento acerca del comportamiento geomecánico de un suelo. Esto se debe en parte, a que la mayoría de los criterios en base a parámetros físicos no consideran la carga a la cual se somete el suelo, si no más bien consideran la incidencia del agua en el suelo.

Desde el punto de vista de la aplicación en ingeniería, es válido a modo preliminar evaluar el colapso con los parámetros físicos del suelo, en condiciones naturales, según los criterios de Denisov, Gibbs, Feda o Holtz y Hilf, es decir, evaluar los criterios con los límites de Atterberg en estado natural siempre y cuando la evaluación del criterio de cómo resultado No Colapsable, cuestión ratificada por los ensayos de colapso. Ahora bien, en el caso que sea Colapsable, se recomienda evaluar el Potencial de Colapso, según ensayo normado.

General

El estudio en si, no consideró la geología en detalle acerca del origen, transporte, depositación, ambiente de formación, ni topografía de las cenizas volcánicas analizadas, de manera tal de dilucidar algún patrón de comportamiento claro, en relación a los resultados del estudio. Sin embargo, podemos decir que los suelos analizados de Temuco, Valdivia y Osorno, poseen tiempos y espacios diferentes, marcados por una compleja geología, los cuales influyen drásticamente en los procesos de transformación de suelos derivados de cenizas volcánicas.

7. Referencias

- ASTM D5333., (1992). Norma "Measurement of Collapse Potential of Soils".
- Basualdo C., (2005), Publicación, "Cátedras de Geotecnia y Cimentaciones", Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Buenos Aires.
- Braja M. Das, (2002), "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", 4ª Edición, Internacional Thomson Editores.
- Clemente, S. P., y Finbarr, A. O., (1981) "Design Considerations for Collapsible Soil of the Geotechnical Engineering Division, ASCE vol 107, pp. 305-317.
- Clevenger, W. (1958). "Experience with Loess as Foundation Material", ASCE, vol. 123, pp. 151-170.
- Denisov, N. Y. (1951). The Engineering Properties of Loess Loams, Gosstroisder. Moscow.
- Feda, J. (1964). "Colloidal Activity, Shrinking and Swelling of Some Clays", Proceeding, Soils Mechanics Seminar, Loda, Illinois, pp. 531-546.
- Gibbs, H. J. (1961). Software gráfico de colapso, versión 2004. www.IngenieríaGeologica.com
- González de Vallejo, L. (2002). "Ingeniería Geológica". Editorial Prentice. Madrid.
- Holtz, W. G., y Hilf, J. W. (1961). "Settlement of Soil Foundations Due to Saturation Proceedings, 5ª Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Paris, vol. 1, 1961, pp. 673-679.
- Paredes, M., (2004), "Comportamiento geomecánico de cenizas volcánicas", Tesis de Magíster en Ingeniería Geotécnica, Dpto. de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.
- Lizcano, A., Herrera, M.C., Santamaría, J.C., (2006). Revista In. De Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. Vol. 6(2) pp.167-198.
- Peck, Hanson, Thornburn, (2002). "Ingeniería de Cimentaciones", Editorial Limusa S.A.
- Pérez, A., (1982). "Influencia del grado de secamiento sobre el comportamiento de limos provenientes de cenizas volcánicas", 1er Congreso de geotecnia de Chile. Santiago.
- Spielberg, P., Weisser, A., (2006). "Estimación de la Tensión de Pre-consolidación y Potencial de Colapso en Suelos", Dpto. de Ingeniería en Obras Civiles. Universidad de La Frontera.
- UNE 103406., (2006). Norma "Ensayo de Colapso en Suelos".
- Verdugo, R. y Paredes, M., (2004) "Comportamiento geomecánico de suelos alofánicos". V Congreso de Ingeniería Geotécnica. Santiago de Chile.
- Wesley, Laurence D. (1990). "Influence of structure and composition on residual soils". Journal of Geotechnical Engineering, Vol 116, No. 4.
- Wesley, Laurence D. (1998). Geotechnical Characterisation and Behaviour Allophane Clays. University of Auckland, Auckland, New Zeland.



Mampostería Post-tensada. Una alternativa constructiva para Ecuador y regiones sísmicas

Post tensioned masonry. A way to build in Ecuador and seismic regions

Zalamea E.¹

Arquitecto MSC en Construcciones, Universidad de Cuenca, Ecuador
estebanfzl@gmail.com; phone 593 7 4089789 , 593 99 8065210

INFORMACIÓN DEL ARTICULO

Historial del
artículo:

Recibido
14-09-2012
Aceptado
06-10-2012
Publicado
20-12-2012

Palabras Claves:
Mampostería.
Sismoresistente.
Post-tensado.

ARTICLE INFO

Article history:

Received
14-09-2012
Accepted
06-10-2012
Available
20-12-2012

Keywords:
Masonry
Seismicresistence
Postensioned

RESUMEN

El presente trabajo aborda un problema central de la construcción en Cuenca, una ciudad andina al sur del Ecuador, donde cotidianamente constatamos que no se cumple, en su mayoría, con lo dispuesto por las normativas que rigen en otros países con condiciones sísmicas similares, por lo que es visible que las edificaciones corren serios riesgos, al irrespetar las normativas correspondientes.

A partir de esta evidencia, nuestra investigación busca construir muros de mampostería post-tensada, con materiales, instrumentos y técnicas disponibles en el medio, considerando que la tecnología constructiva propuesta y adaptada para mamposterías, ya es una respuesta en otras sociedades, con los mismos riesgos potenciales. Para responder las preguntas planteadas, se han realizado una serie de ensayos tanto instrumentales como materiales y se han obtenido una serie de respuestas que intentan resolver ciertas barreras y, en un futuro, promover el uso generalizado de este sistema constructivo, ya que incluso tiene un carácter económicamente muy competitivo.

Esta investigación propone una alternativa para resolver un problema constructivo detectado en la ciudad de Cuenca; sin embargo, su carácter aún es inicial, pero el desarrollo de la investigación permitirá profundizar y mejorar herramientas y materiales hasta lograr post-tensar paredes en la edificación cotidiana.

Abstract

This article has been worked with the intention to address the problems, difficulties and preoccupations related to constructive methods used on the daily basis in Cuenca - Ecuador, based on a preliminary analysis, our built environment is not prepared to face the geological conditions, even more as we compare the constructive methods used locally to the technics used in countries facing similar geological circumstances and high probabilities of seismic events.

Therefore, the main focus of this work was to review the possibilities to build post-tensed masonry with the materials, instruments, and hand labor available in Cuenca, specially knowing that similar methods and technics are being used in other places, as stated before.

The studies were based on several tests, instrumentally and materially, to find answers for the limits and the potential of this technic, and also to know the real possibilities for considering this constructive system as a competitive and reliable one.

This investigation is thought as an entrance door, an alternative, considering the void we have faced to develop reliable methods and technics for the build environment, taking in to account the local conditions. As said, this first step will require more emphasis on investigation, tools, materials, etc. for us to see post-tensed masonry used on a daily basis locally.

1. Introducción.

...” parecería que el concepto de evolución empleado en todos los ámbitos pierde velocidad particularmente en la construcción en nuestro medio. Los métodos utilizados hoy, toman tal fuerza de hábito que en lugar de ser una alternativa fundamentada para su uso, se hacen solo una costumbre por la ausencia de conocimiento o temor al cambio.”¹

Este es un planteamiento de investigación que surge de una situación local en donde el tipo de construcción no corresponde a la realidad sísmica, en un entorno con exigencias constructivas que en otros sitios de similares características ya están desarrollados y normados. Consecuentemente proponemos una mejora en el sistema constructivo tradicional y su mampostería, para mejorar su comportamiento frente a cualquier carga lateral o acciones de distinta índole que sometan a trabajar un muro de bloque o ladrillo de manera distinta que ha compresión.

Para tal efecto se considera la actualidad constructiva de naciones sísmicas como México, Nueva Zelanda, Colombia, Estados Unidos, etc. países en los que ya se emplea como alternativa, entre otras, los muros post-tensados de mampostería. Planteamos este sistema porque surge del principio fundamental del ahorro, en el que un material tradicional y abundante que presenta una deficiencia ante un tipo de cargas (tracción), trabaja constantemente acorde a sus posibilidades naturales (compresión) a través de la aplicación de una tecnología constructiva.

El marco teórico utilizado son referentes de zonas sísmicas. Se toman investigaciones y documentos en donde diferentes autores plantean soluciones con mampostería post-tensada desde distintas perspectivas, es destacable que en dichos estudios, en prácticamente todos, se establece de una u otra manera la factibilidad y posibilidad de aplicarse masivamente.

Se buscará entonces investigar este modo constructivo en Ecuador con recursos locales, de manera viable y que signifique una mejora con respecto a lo que se está haciendo, por esto se propone una serie de experimentos prácticos para determinar su factibilidad utilizando nuestros materiales y técnicas.

1.2. Problemática.

Existe un vacío reglamentario de requisitos antisísmicos para el diseño y construcción de muros, El Código Ecuatoriano de la Construcción, nuestra normativa, en su capítulo de “Normas Sismoresistentes” sin embargo no tienen el carácter de ley a diferencia de otros países bajo el mismo riesgo. La mampostería es el método constructivos más común en Cuenca, el 81% de las edificaciones presentan en su fachada mampostería de acuerdo a la Cámara de la Construcción, sin embargo, es la mampostería sin refuerzo el sistema que peor desempeño presenta frente a un terremoto, después de la construcción en tierra.

En el país se suscitó uno de los diez terremotos más fuertes mundialmente registrados en la historia, frente a las costas de Esmeraldas el 31 de enero de 1906 con una magnitud estimada entre los 8,6 y 8,9 grados en la escala de Richter. En la página de la U.S. Geological Survey Earthquake Hazards Program se encuentra que entre Agosto y Septiembre del 2010 está registrado el sismo más fuerte a nivel mundial en el lapso de los dos meses mencionados, el día 12 de Agosto, con una magnitud de 7,1 grados en la escala Richter, afortunadamente con epicentro a gran profundidad, de lo contrario probablemente se pudo desatar un desastre humano y económico.



Figura 1.- En rojo el daño esperado en estructuras de concreto y mampostería en sismo con aceleración estimada de 0,25 g, magnitud considerada como posible en la zona. Fuente: Red sísmica del austro, Universidad de Cuenca

No se han encontrado estudios o estadísticas que muestren análisis de capacidad de la mampostería local por lo que no se ha podido establecer su comportamiento ni como elemento material unitario con respecto a su resistencia a compresión ni en conjunto formando paredes, sin embargo por la nula preocupación existente, se presume que su desempeño será no adecuado, así lo muestran estudios realizados por la Red Sísmica del Austro que en planos de la ciudad expone el daño potencial ante un sismo de magnitud esperada (Figura 1). Frente a la problemática constructiva descrita, está Ecuador inmerso en una área activa tectónica conocida como "Cinturón de fuego", en donde suceden y se esperan eventos telúricos importantes y constantes (Figura 2), en contrapunto, desde el punto de vista del análisis estructural, el modo en que se levantan paredes de modo tradicional resulta en elementos con capacidad muy baja, frágiles, riesgosos y potencialmente letales para la vida por su masa volumen y potencial falla brusca.

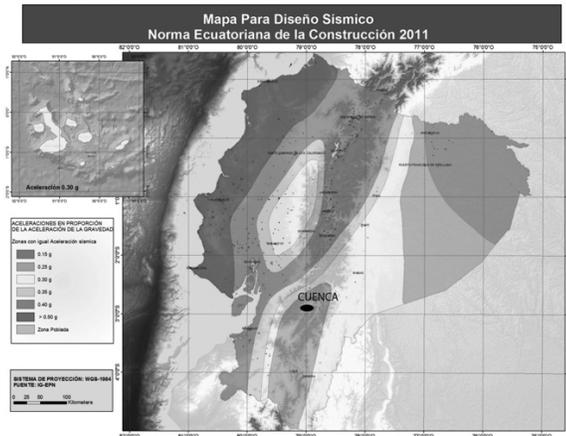


Figura 2.- Zonificación acorde a riesgo sísmico del zonas del Ecuador y ubicación de Cuenca. Código Ecuatoriano de la Construcción, 2010

1.3. Objetivos

Investigar de modo práctico la mampostería disponible y su capacidad para post-tensarse con tecnología, recursos materiales y mano de obra acorde al marco tecnológico-constructivo local con el fin de analizar su posible aplicación en la construcción cotidiana, buscando de este modo una respuesta constructiva frente al riesgo sísmico, carga lateral o tracción eventual. A partir de esto se propone fundamentalmente establecer cual es la mejora resistente que se puede lograr en nuestra mampostería post-tensándola, luego comparar la construcción actual frente a lo propuesto en términos económicos para descifrar su factibilidad.

El esfuerzo admisible de la mampostería es suficiente para aplicar post-tensado en ensayos hechos en materiales de otros países. Si bien es cierto, por su alto grado de elaboración artesanal, existe una alta posibilidad de que los materiales disponibles no sean aptos para mampostería estructural presforzada, sin embargo para muros divisorios los requerimientos son menores, por lo tanto potencialmente factible también para reforzar divisiones ambientales no estructurales.

2. Marco Teórico

En Julio de 1983, se emite una publicación académica latinoamericana de mampostería post-tensada, un reporte de investigación de la UNAM de México cuyos autores son Oscar Hernández y Heriberto Aguilar¹. En base al comportamiento del post-tensado en el concreto, ellos buscan encontrar la deformación diferida de la mampostería sometida constantemente a compresión y de tensión continua en el caso de los cables. Para la investigación ellos construyen muretes de prueba de 90 cm de altura sometidos a post-tensado. Para observar las deformaciones suscitadas realizan mediciones de acortamiento a través del tiempo con su respectivo registro por medio de un deformómetro. Los resultados que ellos obtienen son:

- Las pérdidas diferidas de presfuerzo están alrededor de un 25% por lo que coinciden razonablemente con otras investigaciones previas. Este margen es similar al registrado con el concreto presforzado que se contempla alrededor de un 20%. Este aspecto es importante, por que una de las principales preocupaciones fue la posibilidad de pérdidas diferidas significantes lo cual implicaría la no aplicabilidad del sistema .
- La pérdida de presfuerzo resultó de casi la mitad en el ladrillo con respecto al bloque de concreto, por lo tanto este primero presenta un mejor desempeño.
- Las pérdidas por relajamiento de los cables y anclajes fueron prácticamente nulas y se pueden considerar como despreciables con respecto a las pérdidas en el material comprimido.
- Con las características de los materiales empleados en el ensayo se determinó que el acortamiento se da en mayor proporción en las juntas de mortero. Como consecuencia se recomienda la utilización de el menor espesor posible de junta y de buena calidad.
- Finalmente concluyen que la técnica de post-tensar muros no presenta dificultades graves y puede resultar incluso eficiente en términos económicos con respecto a otros tipos de refuerzo.

HERNÁNDEZ Basilio Oscar y AGUILAR Heriberto: Deformaciones Diferidas en Mampostería Postensada; Recomendaciones de diseño; Series Instituto de Ingeniería UNAM,1983.

Otra investigación es la realizada por Gavin D. Wight, Jason M. Ingham, y Andrew R. Wilton en Nueva Zelanda, quienes desarrollan y construyeron una casa con exigencia de resistencia antisísmica con bloque de concreto post-tensado. Ejecutan el diseño desde la concepción arquitectónica, hasta el diseño estructural finalizando con la materialización de la vivienda. La peculiaridad de su sistema constructivo es que se utilizan únicamente las paredes exteriores como sistema portante, estas son post-tensadas y el bloque que las constituye se coloca con un mínimo de mortero, de hecho llaman a sus muros Mampostería sin ligante. Como conclusiones de este trabajo se destaca:

- La construcción se logró con materiales comunes del medio y es la primera experiencia de mampostería "sin junta" en Nueva Zelanda.
- Se consigue con el post-tensado una estructura que cumpla las demandas antisísmicas de normativa local.
- Se establece la necesidad de considerar el refuerzo en el contorno de puertas, ventanas y vanos en general, estos deben tener dimensiones mínimas. Lo ideal en muros estructurales post-tensados es la no presencia de aberturas en ellos lo cual sin duda representa una limitante arquitectónica importante.

La firma de presforzados suiza VSL emitió un documento¹ tratando específicamente el tema de la mampostería post-tensada, si bien se trata de un documento de propaganda llamando a la aplicación de sus productos, realiza una serie sugerencias importantes para nuestra investigación:

- Las barras de acero para presfuerzo tienen mayor relajación y un mal comportamiento con respecto a cables de presfuerzo por lo que se recomienda la utilización de cables de acero baja relajación.
- Sugieren que, si bien es cierto se han emitido fórmulas para determinar la resistencia de la mampostería en base a resistencia individual de la materia prima, es recomendable ensayar muros probetas a compresión. La mampostería tiene un comportamiento anisotrópico.
- El uso de unidades perforadas reduce la mejora del post-tensado con respecto a unidades sólidas.
- Las propiedades inherentes a la mampostería y del sistema estático de la mayoría de muros favorecen al eje vertical como la dirección recomendada para colocar y ubicar tensores para someter el presfuerzo.
- Los tendones introducidos en oquedades de bloques muchas veces no están continuamente guiados, lo que puede causar desplazamiento transversal por alguna razón no considerada. Estos desplazamientos pueden reducir la fuerza efectiva del post-tensiona-

do e introducir efectos de segundo orden. Esto se puede controlar limitando el diámetro de los ductos o introduciendo grout en ellos.

- Para niveles de carga axial resultante del efecto combinado de cargas de gravedad más presforzadas no deben exceder el 25 % de resistencia de diseño, con esta carga la pared se comportará de manera dúctil y la posibilidad de una falla frágil del material disminuye.
- La mayor presencia de cargas gravitacionales en paredes soportantes reducen la necesidad de post-tensado, y puede aumentarse el espaciamiento entre tensores (aplica a construcciones de varios pisos).
- Las cargas de cortante actúan típicamente en cualquier dirección acorde a viento o sismo, por lo tanto los tendones serán requeridos simétricamente con respecto al eje central de la pared.
- La utilización de refuerzos horizontales es recomendado, ellos colaboran para evitar retracciones y resquebrajamiento en juntas.

Gavin D. Wight quién también fue autor de la vivienda en mampostería post-tensada en bloque sin junta en Nueva Zelanda previamente mencionada, elabora posteriormente su tesis doctoral investigando la mampostería de concreto post-tensada y su desempeño sísmico².

Wight logra demostrar por medio del ensayo de dos muros con mampostería de bloque parcialmente inyectados, la idoneidad de este sistema como respuesta sísmica. Subsecuentemente realiza algunos ensayos en mesa vibratoria con muros con distintas disposiciones de aberturas e incluye extremos trabados y habitaciones pequeñas en algunos pruebas. Se demostró que el balanceo desde la base es el componente de deformación predominante, con desplazamiento residual mínimo; se observó daño sobre todo en las esquinas inferiores de los muros y en el contorno de los vanos.

Por otra parte Wight refuta los modelos matemáticos existentes para el cálculo de la intensidad del post-tensado, él sostiene que las ecuaciones de códigos internacionales de mampostería muestran ser inapropiadas, él presenta nuevas expresiones basadas en su experimentación y el modelado con elementos finitos.

GANZ H.R., Dr. sc. techn., Civil Engineer ETH: Post-tensioned Masonry Structures, VSL International Ltd., Berne Switzerland, 1990.

WIGHT Gavin D., University of Auckland Department of Civil and Environmental Engineering: Seismic Performance of a Post-tensioned Concrete Masonry Wall System; Nueva Zelanda, Junio del 2010

En el documento de reporte de la tesis se consideran referentes para esta investigación los siguientes capítulos:

En el segundo capítulo Wight realiza un recorrido histórico por distintas experiencias a nivel mundial en Gran Bretaña, Nueva Zelanda, USA e Irlanda, estudia silos de gran capacidad construidos por Dublín City Milling Company, un puente en Carolina del Norte carroable (Detalle 3), un complejo de apartamentos Christchurch, Nueva Zelanda en 1970, un fuerte de armas en Warrington England en 1980; en los 90s, en Estados Unidos la empresa suiza VSL construye en Springfield USA un complejo con dos tanques con capacidad de 4 y 2,7 millones de galones; una vivienda de dimensiones medianas realizada experimentalmente por la National Concrete Masonry Association en Maryland, USA, y reparaciones diversas. A continuación hace una descripción de las marcas de post-tensado y sus propiedades: Proto II Wall systems, Integra Wall System, Dur-O-Wal Sure-Stress y VSL Wall System.

En el Capítulo 3 Wight analiza las pérdidas que experimenta el post-tensado por retracción y contracción: Determina que existen seis causas para estas contracciones: retracción en mortero y contracción de mampuestos, relajación de los cables, acortamiento elástico de la mampostería, hundimiento y pérdida en el anclaje, fricción debido a ondulación de tendones y efectos termales (contracción y expansión).

A continuación, en el Capítulo 4 se expone lo que denomina Ensayo Cíclico en Muro: Se trata de someter al muro a carga lateral en dirección paralela a su plano. Es factible su implementación con recursos ecuatorianos y a la postre será el método de prueba en esta investigación. Wight menciona que es importante construir muros con dimensión vertical similar a la utilizada típicamente en el medio, en el caso de Nueva Zelanda es 2,60 m, por lo tanto es la altura que utiliza en sus ensayos. Por otra parte usa el bloque de concreto cotidiano existente en el mercado para sus probetas.

De La Norma Sismoresistente Colombiana1 versión 2010 que a su vez está basada en las normas ACTM E447 y NTC 3495, se adopta el sistema de ensayo de muretes para obtener la resistencia de la mampostería a compresión y que es el modo de determinar los datos carga admisible en las distintas mamposterías en esta investigación:

- Realizarse 3 muestras o prismas para obtener su promedio.
- Los muretes deben construirse en similares condiciones a los que se elaboran en obra considerando materiales, mano de obra y condiciones ambientales. Requieren curado 28 días de fraguado previo a la realización de ensayos.
- La resistencia de los muretes será el promedio de las 3 pruebas, y no debe exceder el 125 % del menor valor.

- Deben tener por lo menos 300 mm de largo y una relación altura-ancho mayor o igual a 1,5 y menor a 5, con una posterior corrección matemática por esbeltez.

En una realidad más cercana a la nuestra, recientemente en el año 2010, Serna Pulgarín y Stuart Contreras de la Universidad Nacional de Colombia, sede Medellín, realizaron una tesis de especialización enfocada en análisis económico de mampostería post-tensada para soluciones de vivienda de interés social.

Ellos aseguran que la mampostería post-tensada surge de la articulación de los dos sistemas constructivos que dan como resultado una alternativa muy eficiente para el manejo de estructuras y gran economía por su reducción en cantidad de material y tiempo de ejecución. Se fundamentan en su reacción ante la inercia actual de los métodos constructivos cotidianos por separado, atados a sus parámetros conocidos de espacios y costo, negando e ignorando la incursión de nuevas tecnologías, a la postre se mejoran únicamente las variables que en el modo tradicional están enmarcados.

Este trabajo concluye en la necesidad de adaptar los materiales, concretamente bloques para la optimización del sistema. Se sugiere que es un sistema constructivo que debe ser manejado con un carácter industrial.

Por otra parte la investigación recomienda utilizar bloque de concreto por costo y logística (capacidad de fabricación a pie de obra fundamental para obtener un mayor ahorro), material que se sugiere se elabore en formaleta metálica por su gran durabilidad y por que se obtienen unidades con geometría muy precisa con un buen acoplamiento de unos con otros. Se estipula la necesidad de elaborar un manual de uso de la vivienda por la presencia de tensores y el riesgo que implica el que se los corte, los propietarios deben estar conscientes de como conservar y lo que no se admite al intervenir en muros presforzados por el riesgo existente de daño severo.

La conclusión fundamental de este estudio es que la mampostería post-tensada bajo las condiciones supuestas, es aproximadamente un 11% más costosa que la mampostería estructural y un 3 % más económica frente al sistema porticado de concreto armado, este resultado se atribuye en gran medida a la gran difusión, capacidad y volumen existente de construcción en mampostería estructural en Colombia.

3. Diseño de sistema constructivo para post-tensar muros con los recursos disponibles

Los métodos y sistemas de precompresión empleados en Ecuador son aplicados únicamente a elementos de hormigón presforzado, no se encontró experiencias en muros de mampostería. Estos dispositivos están sobredimensionados para las solicitudes

cuyo objetivo es mejorar mampostería, son costosos y de difícil aplicación. Por esta razón se plantea una herramienta nueva para realizar el trabajo (Figura 3).

Por otra parte es necesario adaptar en cierta medida los materiales locales tanto en geometría como quizás en su resistencia, esto último a considerar dependiendo de la aplicación que el muro tenga dentro de una estructura.

3.1 Adaptación de gatas hidráulicas para post-tensar muros.

Por la ausencia de una herramienta adecuada para presforzar paredes fue necesario pensar en una alternativa que satisfaga la necesidad de presforzar muros tanto por costo como por adaptabilidad y configuración, es decir peso y manejabilidad.

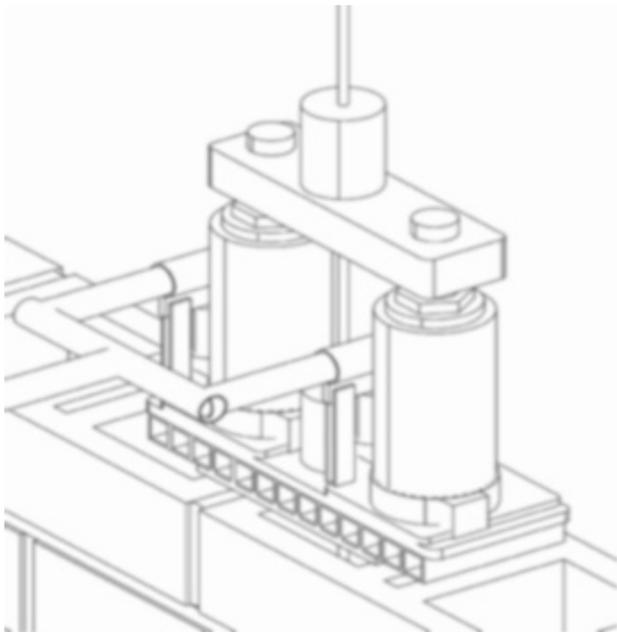


Figura 3: Gata hidráulica automotriz adaptada como propuesta para aplicar presfuerzo a muros de mampostería. Axonometría.

En el mercado cotidiano son comunes los gatos hidráulicos automotrices. A una pareja de gatas hidroneumáticas de este tipo se les adapta un soporte para presionar una placa de transmisión que queda fijada en el muro pres-forzándolo; en los cilindros de empuje de la gata se suelda una placa para que discurra el tensor a través de ella y que luego empuje un anclaje de tensado que tire del alambre o torón. La herramienta está pensada para empujar un anclaje temporal que abraza y sujeta el cable mientras se ejerce el jalado necesario para ubicar un anclaje definitivo mientras el tensor está estirado. Una vez que las gatas estiran el cable se fijan las cuñas en el anclaje definitivo (definitivo por que este quedará colocado para siempre) de modo que al liberar las gatas se presione por el regreso del tensor la placa de transmisión de acero que distribuye el esfuerzo en un área mayor que la del anclaje para que la mampostería no sufra un efecto de punzonamiento. (Figuras 4 y 5). El esfuerzo aplicado se calcula a partir de la deformación de los tendones. Pevio a la elaboración de esta herramienta de pretendió adaptar un manómetro a las gatas lo cual se logró sin éxito por que falla el momento que ejercía altas presiones; lo ideal sería construir la herramienta con gatas que tengan adaptadas un medidor de presión de fábrica las cuales existen en el mercado español y mexicano.

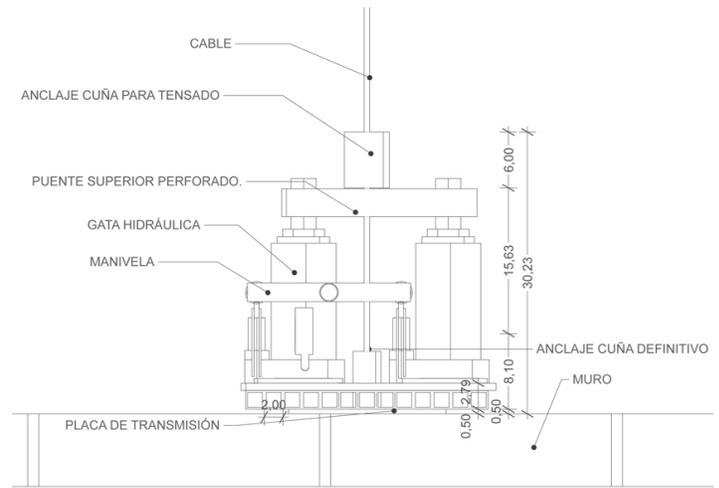


Figura 4: Gata hidráulica automotriz adaptada.



Figura 5: Resultado de adaptar la gata automotriz para presforzar.

El costo de la herramienta en componentes es bajo, tanto la gata como elementos de acero acoplado no representan un gasto oneroso, en Ecuador una gata de 4 toneladas tiene un valor de 12 USD. Lo complejo y costoso fue la mano de obra de un técnico mecánico capacitado para realizar una labor milimétrica para acoplar los dos dispositivos en el sitio adecuado y realizar la construcción de la herramienta en sí, a la final el dispositivo tuvo un valor aproximado a los 190 USD. Sin duda, su producción industrial en serie puede abaratar este costo.

La herramienta pesa nueve kilogramos, es manejable y transportable. Una gata de mayor capacidad con esta configuración puede su peso y tamaño ser un problema.

3.2 Diseño de método para aplicación de presfuerzo.

Con la gata de post-tensado construida se procede al diseño de el método constructivo y tensado de los cables internos en los muros. Los pasos necesarios para implementar el presfuerzo con la nueva herramienta es similar para cualquier tipo de mampostería, el proceso que se propone es el siguiente:

a) Anclaje o sujeción de cable a estructura: El cable de presfuerzo debe fijarse o embeberse en la placa o viga base previo a la construcción del muro. En caso de tratarse de un torón puede doblarse en gancho de modo similar al que comúnmente se utiliza en varilla de refuerzo (Figura 6).



Figura 6: Fundición de viga base y anclaje de tensor.

b) Construcción primeras hiladas: Las primeras hiladas emitirán el patrón de trabado al resto del muro, este patrón debe estar previamente determinado y dimensionado de modo que se pueda ubicar exactamente cada tensor en su sitio. (Figura 7)



Figura 7: Construcción de primeras hiladas.

c) Construcción del muro: A continuación se levanta el resto del muro hasta la altura determinada por el diseño dejando libres y sueltos los cables tomando la precaución de retirar residuos internos de masilla que puedan quedar en las celdas. Residuos en estos espacios a la postre pueden impedir que fluya el mortero de protección adecuadamente alrededor de todo el tensor. Una vez concluido el muro es necesario esperar el fraguado completo de las juntas, previo a realizar cualquier trabajo de tensado.

Para muros altos de doble altura será necesario la ubicación de ventanas de revisión en intervalos intermedios a lo largo de la altura de la celda como las usualmente empleadas en mampostería estructural para el vertido de grout desde alturas intermedias y que además permitan ver y asegurar el llenado total de los ductos. (Figura 8)



Figura 8: Construcción total del muro.

d) Mortero de protección o grout: Inmediatamente antes de realizar el trabajo de tensado, se vierte el mortero de protección fluido en las perforaciones verticales que contienen los tensores; este material no está considerado como resistente o de características estructurales. Es importante que el tensado se realice mientras el mortero esté fluido y maleable, si se realiza el tensado cuando está endurecido lo fracturaría, limitando su capacidad protectora. (Figura 9)

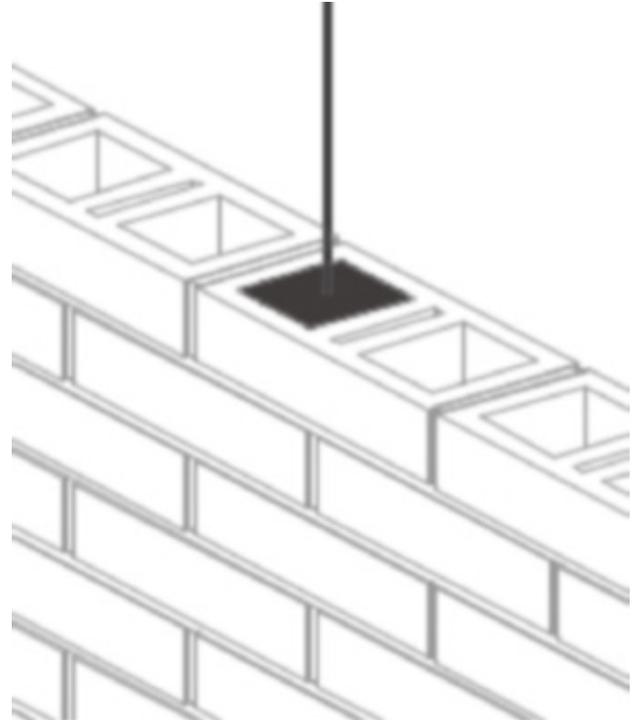


Figura 9: Vertido de grout en perforaciones con tensores.

e) Placa permanente de transmisión: Inmediatamente luego de vertido el mortero de protección y ubicado el tensor centrado en su celda, se procede a colocar una placa de acero la cual deberá estar diseñada acorde a la carga de presfuerzo y con el área mínima para distribuir dicha presión en el mampuesto de apoyo, este es el elemento que presione la mampostería, post-tensándola. Este transmisor puede ser una solera de remate el cual logra una mejor transmisión uniformemente distribuida. (Figura 10)

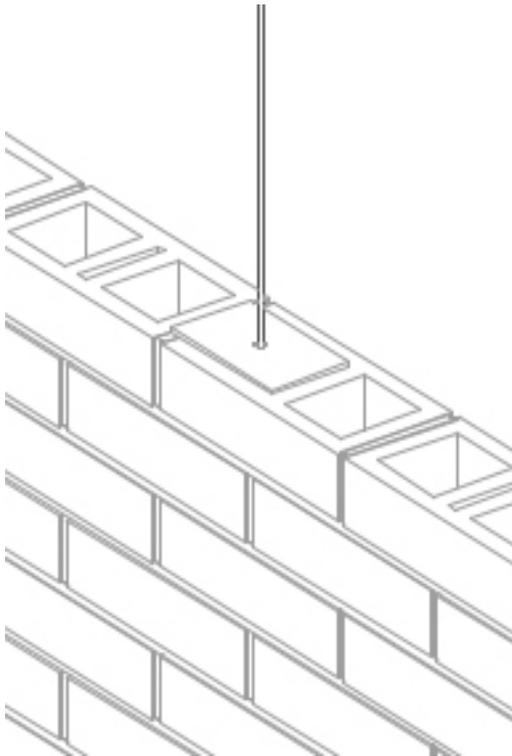


Figura 10 : Colocado de placa de transmisión.

f) Gata y anclaje perenne: Una vez colocada la placa de transmisión es momento de ejecutar el tensado del cable, para esto, se coloca primero un anclaje de presfuerzo definitivo, este no tendrá sus cuñas todavía, estará suelto; se procede entonces a ubicar el gato en posición para el tensionamiento pasando el tensor por el orificio de el puente superior perforado (ver Figura 4) de empuje de la herramienta. (Figura 11)

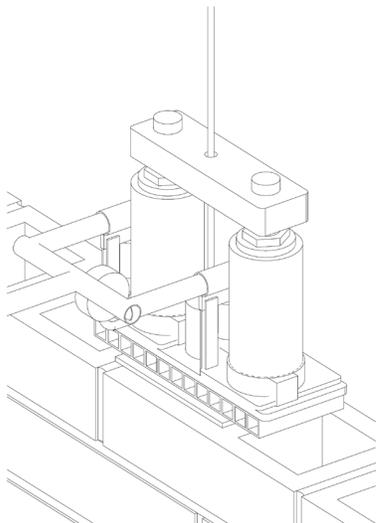


Figura 11: Ubicación de anclaje perenne y gato.

g) Tensado: Una vez ubicado el gato se coloca un anclaje removible apoyado sobre el puente superior perforado de la herramienta embonando a la vez el cable, sujetándolo con las cuñas respectivas para estirarlo al accionar las gatas. Una vez sujetado el tensor se acciona la herramienta y se tensa el cable controlando el esfuerzo necesario a través de medir el estiramiento del tensor. Al alcanzar el presfuerzo necesario se colocan las cuñas en el anclaje perenne, fijando de este modo el tensor estirado y sujetado al anclaje definitivo el cual a su vez presiona la placa de transmisión. (Figura 12)

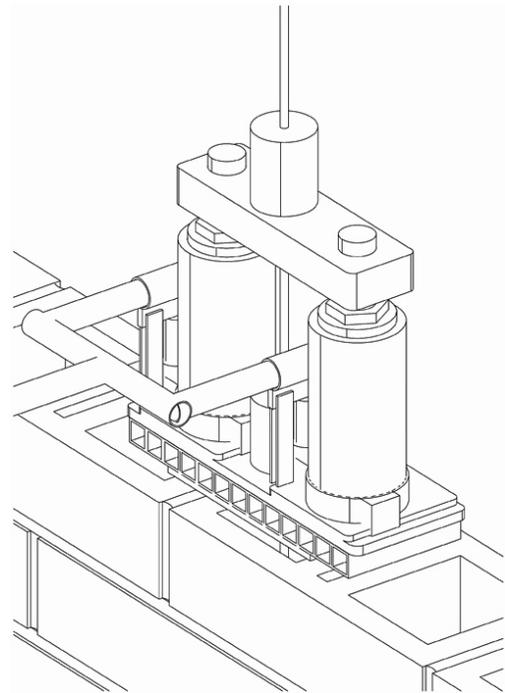


Figura 12: Proceso de tensado.

h) Retiro de gato tensor: Finalmente se retira el anclaje temporal y el gato tensor quedando así fijado el anclaje definitivo. Es importante proteger el anclaje y extremo de cable con mortero, concreto o algún tipo de protección para garantizar el no deterioro del dispositivo por exposición al medio ambiente. (Figura 13)

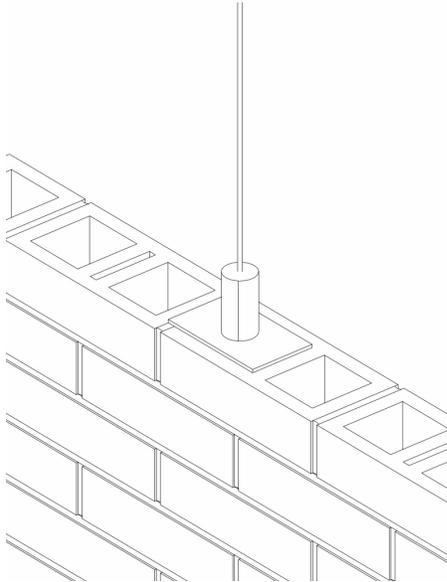


Figura 13: Terminado tensado.

4. Experimentación

4.1 Selección de mampuestos

Los materiales requeridos para la construcción de mampostería post-tensada difieren alrededor del mundo de acuerdo con la capacidad industrial y materia prima disponible. En algunos países existe una predominante industria ladrillera como es el caso de Colombia, en otros se tiene disponibilidad de bloque de concreto de alta capacidad como Nueva Zelanda, en cada lugar varían el formato, capacidades y limitaciones resistentes de lo que resulta una amplia gama de soluciones y procedimientos constructivos. Como consecuencia los referentes de esta investigación utilizan y logran diversos resultados acorde a los materiales que cada uno dispone, sucede lo mismo con los métodos de post-tensado. Del mismo modo en la presente investigación, por no existir experiencias previas locales, se hace una amplia observación de lo disponible concretamente en la ciudad de Cuenca y en Ecuador, en donde se emplea tanto bloque de concreto, ladrillo cerámico industrial y artesanal; por esta razón se decide considerar estos tres tipos de materiales para las primeras pruebas como una puerta a posteriores investigaciones más profundas con la selección de mampuestos que presentan las mejores características.

El bloque de mejor desempeño resultó el de Hormiazuay, con una resistencia promedio de $74,37 \text{ Kg/cm}^2$, más del doble respecto al bloque de Disensa y aproximadamente tres veces superior al bloque de Opseret. El ladrillo de Susudel tiene una capacidad a compresión de $106,34 \text{ kg/cm}^2$ supera en resistencia con algo más del 10% al de Oña y con más del 40% al de Sayausí en capacidad ante compresión, por lo tanto es el seleccionado. En toda la investigación de campo se detecta un tipo de mampuesto de fabricación industrial que presenta características geométricas para ser empleado en mampostería armada con perforación vertical; esta prueba demuestra que la resistencia de este material en su área bruta es el más alto de todos los materiales probados con una capacidad admisible de $130,44 \text{ Kg/cm}^2$.

4.2 Diseño, construcción y ensayo de muros construidos de modo tradicional.

Con el objetivo de demostrar la mejora alcanzada a través del presfuerzo en muros es imprescindible tener un parámetro base de comparación, para esto se elaboran muros construidos del modo tradicional reforzados con un método tradicional, de modo que se ensayen a empuje lateral hasta su rotura bajo las mismas condiciones a las que se los someterá a las probetas post-tensadas.

4.2.1 Diseño y construcción de muros reforzados de modo tradicional.

Para el diseño de los muros construidos de forma tradicional se busca aplicar a cada tipo de mampostería algún sistema de refuerzo que normalmente se aplique en la construcción cotidiana.

Como costumbre constructiva se observa que en la mayoría de edificaciones de mampostería en el país se confinan sus paredes entre columnas y vigas de concreto armado a manera de marco alrededor de ellas, generalmente con una sección igual al ancho del muro, siendo estos a la postre elementos de refuerzo colaborantes mas no totalmente portantes por su limitada sección, evidentemente escasa para soportar por si sola la edificación, este hecho provoca que la mampostería adquiera un papel evidentemente portante. Esta tipología se ha venido practicando sobretodo en edificaciones unifamiliares de dos y hasta tres plantas. Por esta razón se decide construir probetas representativas de lo cotidiano

Muro	Esfuerzo para falla inicial (Kg.)	% de capacidad a compresión respecto al más bajo respecto a falla inicial	Esfuerzo máximo para colapso (Kg.)	% de capacidad a compresión respecto al más bajo respecto a máxima resistencia
Boque de concreto tradicionalmente construido	680	100,00%	907	105,22%
Ladrillo artesanal tradicionalmente construido	726	106,76%	862	100,00%
Mampostería estructural con ladrillo industrial	6124	900,59%	6124	710,44%

Cuadro 1: Comparación de resistencia de muros probetas ante carga lateral construidos del modo tradicional y mampostería estructural.

El cuadro presenta una comparación porcentual de resistencias tomando como parámetro base de porcentaje la resistencia más baja tanto de falla inicial como falla última. Es evidente la superioridad de la mampostería reforzada acorde a normativa de mampostería estructural la cual soporta entre siete y nueve veces más que los dos muros reforzados con columna de hormigón armado.

En el caso de la pared de ladrillo panelón se produce la falla inicial en la junta de mortero en las hiladas inferiores; en el muro de bloque de concreto se agrieta en la interface bloque de hormigón-cimiento, en estas dos paredes se produce la primera falla por efecto de cortante y luego flexión de modo muy similar, la mencionada flexión provoca rotación sobre el pivote que se forma en la base de la columna al romperse el hormigón quedando como sujeción únicamente el acero de las varillas que cede y se va deformando conforme aumenta el empuje de ensayo (Figuras 14 Y 15).

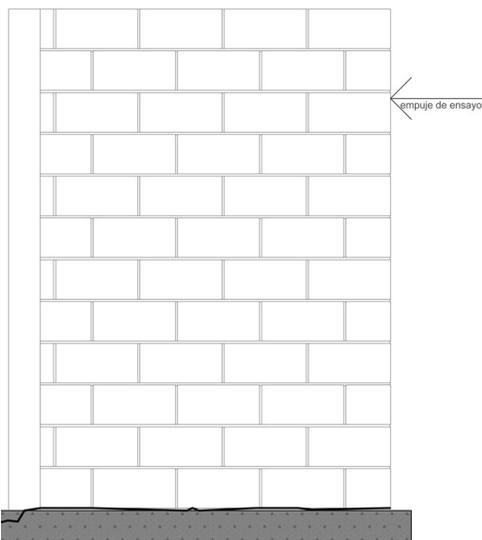


Figura 14: Ensayo ante carga lateral muro de bloque de concreto reforzado con columna de hormigón armado. Gráfico de falla.

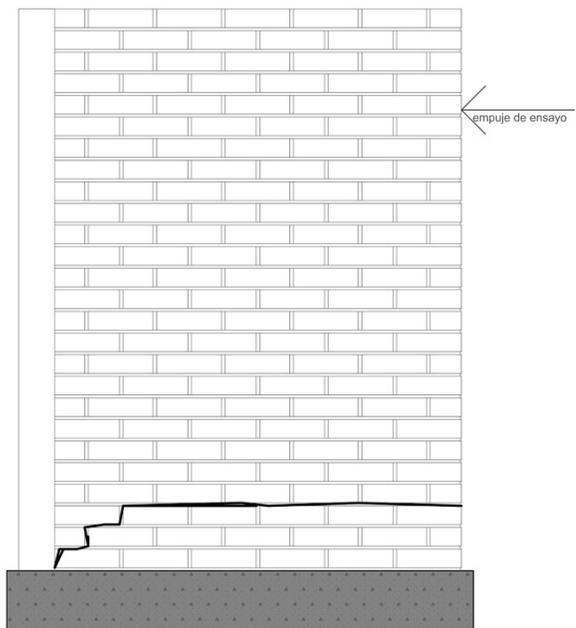


Figura 15: Ensayo ante carga lateral muro de ladrillo panelón reforzado con columna de hormigón armado. Gráfico de falla.

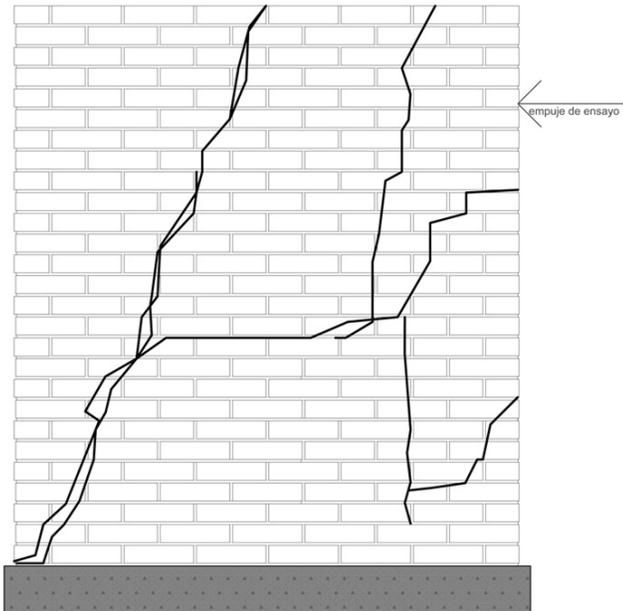


Figura 16: Ensayo ante carga lateral muro de ladrillo industrial construido como mampostería reforzada. Gráfico de falla.

En el caso de la probeta elaborada con ladrillo industrial como mampostería reforzada el comportamiento es muy distinto, respecto a su capacidad ante carga lateral se observa una marcada superioridad aproximadamente siete veces más resistente a las dos paredes reforzadas con columna de concreto armado; el modo de falla también es diferente, en la mampostería reforzada nunca se observa fisuración entre las hiladas, más bien el muro soporta altos empujes hasta que se produce una rotura brusca de características más bien explosivas con fractura en varias partes de la pared, se aprecia falla tanto en unidades de mampostería como en las juntas de mortero (Figura 16).

4.2.3 Análisis de resistencia de muros post-tensados ante carga lateral.

4.2.3.1 Muro de mampostería de bloque de concreto post-tensado.

El bloque de concreto que por su resistencia fue seleccionado para construir la probeta, no tiene las características geométricas adecuadas para ser utilizado en muros armados o post-tensados, sus cavidades no atraviesan verticalmente por completo la unidad, por esto se hizo necesario diseñar los muros considerando adaptar geométricamente algunas piezas por lo dificultoso de conseguir desde la fábrica la elaboración de pocas unidades perforadas por carencia de moldes. Así en la etapa de diseño se acondicionan aquellas unidades que contendrán los tensores de modo que al levantar el muro queda conformada una celda continua. Para la colocación de los tensores se toma como referente el ensayo cíclico de muro1 empleado por G. Wight y la normativa colombiana, estos referentes separan entre si los refuerzos 1,2 m. Otro aspecto considerado es el planteado H.R.Ganz quien explica la importancia de colocar los cables “simétricamente en la pared con respecto al eje vertical y a su margen por que así se obtiene una disipación equilibrada de tensión”.² Acorde a estos criterios se plantea la colocación de los tensores centrados en el muro y equidistantes respecto al eje central.

Se utiliza una altura aproximada de muro de 2,40 m la cual se alcanza con doce hiladas de bloque, el espesor de junta requerido para un muro presforzado debe ser lo mínimo posible por razones expuestas por Hernández y Aguilar en 2.2, así por la regularidad del material se espera no sobrepasar los 10 mm de junta.

La base del muro es de hormigón armado de 25 cm de peralte reforzada en acero a través de una viga electrosoldada tipo comercial V8 de 15 X 15 cm conformada por 4 varillas de 12 mm y estribos de ϕ 6 m cada 15 cm, refuerzo ubicado inmediatamente bajo el muro.

En la cimentación se dejan embebidos dos torones de ϕ 3/8 de pulgada (aproximadamente 9 mm) anclado en el extremo pasivo a través de gancho en “L” similar a la que comúnmente se aplica a la varilla de refuerzo. (Figura 15).

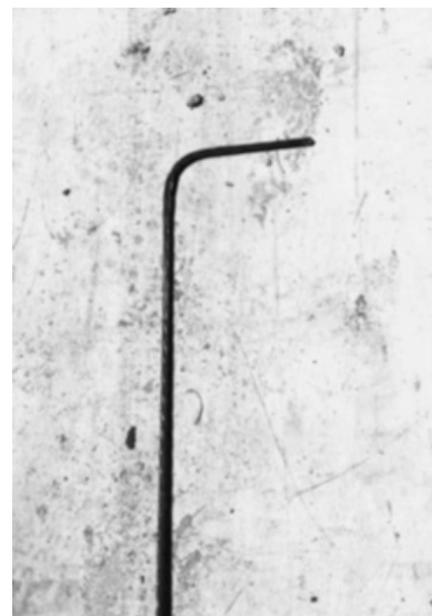


Figura 15: Gancho para anclaje embebido en cemento de torón de 3/8.

WIGHT D. Gavin, University of Auckland Department of Civil and Environmental Engineering: Seismic Performance of a Post-tensioned Concrete Masonry Wall System; Nueva Zelanda, Junio del 2010, Cap.4 Pág.56.

GANZ H. R., Dr. sc. techn., Civil Engineer ETH: Post-tensioned Masonry Structures, VSL International Ltd., Berne Switzerland, 1990. Pág. 25



Figura 16: Gancho para anclaje embebido en cemento de torón de 3/8.

4.2.3.2 Muro de mampostería de ladrillo de procedencia artesanal “panelón” post-tensado.

Al no contar con unidades perforadas y geometría necesaria se procede a taladrar unidades comunes (Figura 17), tres en primera instancia para ensayarlas a compresión y así observar si el impacto de crear huecos maquinadamente implica daño, rotura o resquebrajamiento interno con consecuente pérdida de capacidad portante.



Figura 17 : Ladrillo artesanal “panelón” perforados en ensayo a compresión.

De los tres ensayos dos resultaron válidos, el primero mostró una exagerada resistencia probablemente por error en la aplicación de la presión en laboratorio, se decide entonces obtener un promedio de los dos restantes, el resultado es una resistencia de 115,94 Kg/cm², un 10% superior a lo conseguido en las pruebas previas en unidades sin perforar, los dos válidos fueron superiores a los no perforados. Por la alta resistencia mostrada en las unidades perforadas se deduce no existe alteración o disminución en capacidad a compresión al taladrar unidades de mampostería al provocar huecos de la dimensión requerida y con el sistema de perforación utilizado, se decide entonces usar ladrillos perforados en sitio para la experimentación.

Con la disponibilidad de unidades perforadas en sitio es factible el diseño y elaboración de los muros de ladrillo artesanal para post-tensarse.

Para la colocación de tensores en este muro se toman como referencia los criterios para la colocación de tensores de G. Wight y NSR-10. Por la variación de tamaño de las unidades de mampostería respecto al muro de bloque de concreto para post-tensar el espaciamiento entre tensores varía ligeramente respecto a la probeta mencionada, quedando una separación entre ellos de 114 cm próximo a los 120 cm recomendados, centrados en el eje vertical.

La cimentación del muro es una base de hormigón armado de 25 cm de peralte reforzada con acero a través de una viga electrosoldada tipo V8 conformada por 4 varillas de \varnothing 12 mm y estribos de \varnothing 6 mm cada 15 cm.

En la cimentación se dejan embebidos dos torones de 3/8 de pulgada (aproximadamente \varnothing 9 mm) con el extremo en forma de gancho en “L” como anclaje de manera similar al que comúnmente se utiliza en varilla de refuerzo.

El ladrillo se coloca normalmente trabado utilizándose unidades perforadas únicamente las piezas requeridas para que atraviesen los tensores.

El muro resultante es de 234 cm x 184 cm, compuesto por 26 hileras horizontales, cada una de las cuales está conformada por seis y media unidades de mampostería. Los torones se encuentran centrados en el muro dispuestos simétricamente, emplazados a pieza y media a partir de cada uno de los extremos.



Figura 18: Muro de ladrillo “panelón “ artesanal para presforzarse en proceso de construcción.

4.2.3.3 Muro de mampostería de ladrillo de procedencia industrial post-tensado.

Se propone el empleo de ladrillo industrial reforzándolo acorde a criterios de elaboración de mampostería estructural a partir de parámetros planteados en la Normativa colombiana de la construcción sismoresistente concretamente a mampostería parcialmente reforzada con capacidad moderada de disipación de energía acorde a NSR 98 Sec. D.7.2.1.2, este tipo de muro es considerado como tal “...cuando solo se inyecta con mortero de relleno las celdas verticales que llevan refuerzo, la mampostería reforzada construida con unidades de perforación vertical (bloque) se clasifica para efectos de diseño sismoresistente como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico”

Al igual que en el resto de muros se plantea la construcción de una base o cimiento soportante bajo el muro, conformado por una losa de 25 cm de peralte reforzada por una viga electrosoldada tipo V8 de 15 X 15 cm la cual a su vez está constituida por 4 ϕ de 12 mm sunchada por estribos de ϕ 6 mm c/ 15 cm inmediatamente debajo del muro. Desde la mencionada base surgen los tensores ubicados en el centro de las celdas escogidas acorde a diseño.

Para el diseño de el muro se toma como referencia los criterios para la colocación de tensores de G. Wight, NSR-10 y H.R.Ganz, con pequeñas diferencias en el espaciamiento y distribución por las dimensiones de las unidades de mampostería. Los torones se ubican a 110 cm de distancia entre si, centrados con respecto al eje vertical central del muro, emplazados en la cuarta celda a partir de cada uno de los extremos. La sección de la celda es de 9,4 X 9,4

cm en donde se ubica el cable en el centro y queda un espacio libre mínimo en el contorno hasta las paredes del ducto de aproximadamente 4,2 cm en cada uno de los costados.

La altura del ducto propuesto es 243 cm, altura total del muro construido con 27 hiladas y juntas horizontales de 10 mm de espesor. Longitudinalmente la pared esta formada por siete piezas, el largo total del muro es aproximadamente 2,18 m.

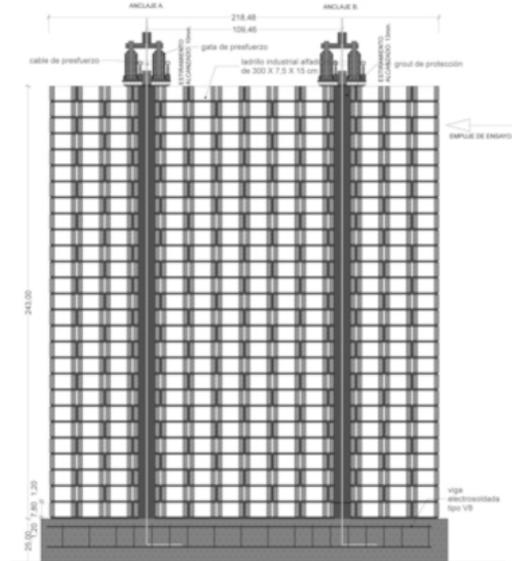


Figura 19: Plano de construcción de muro probeta de ladrillo industrializado post-tensado.



Figura 20: Muro de ladrillo industrial para presforzarse en construcción.

4.3 Carga de post-tensión en muros probetas

Para determinar el presfuerzo con el que se post-tensionarán las probetas se consideran cuatro condicionantes fundamentales:

- La herramienta disponible creada para el efecto, la gata automotriz adaptada teóricamente puede aplicar una carga máxima de 8 toneladas de esfuerzo de acuerdo con las especificaciones de fábrica de esta herramienta (la suma de dos gatas de 4 toneladas cada una). Por la imposibilidad de adaptar un lector de presión

en la herramienta, se opta por controlar el esfuerzo a través de la lectura de la deformación provocada en el tendón.

- En segundo lugar, de acuerdo a lo expuesto por Ganz el esfuerzo que puede resistir una pared es el 25% su capacidad de diseño, considerando peso propio, cargas que soporta y presfuerzo $f'm$. Acorde a este criterio y el área de la sección horizontal de las paredes, la carga máxima aplicable para cada uno de los tensores en cada una de las probetas será:

Cálculo de carga máxima recomendada por Ganz para aplicar a cada uno de los tensores de las probetas acorde a su sección.	Tipo de mampostería	Dimensiones de sección resistente(cm.)	Área resistente (cm ²)	Máxima carga admisible (25% Carga de diseño en kg/cm ²)	Carga máxima que soporta cada probeta (kg.)	Carga que soporta cada probeta sin considerar presfuerzo (este caso únicamente peso propio en kg)	Carga aplicable en cada tensor (kg)
Muros probeta	Ladrillo industrial Alfadomus	210 X 14,8	3108,00	13,434	41751,848	1132,866	20309,491
	Ladrillo artesanal de Susudel	186 X 13,4	2492,40	12,386	30871,863	933,155	14969,354
	Bloque de concreto Hormiazuaay	225 X 15	3375,00	9,871	33316,309	1301,4	16007,454

Cuadro 2: Carga máxima aplicable en cada uno de los torones acorde al área resistente de las probetas y $f'm$ de las mamposterías acorde a Ganz.

-En el Cuadro 2 se detecta que la carga máxima potencialmente aplicable a cada uno de los tensores acorde a lo recomendado por Ganz está entre las quince y veinte toneladas, esfuerzos considerables que son imposibles aplicar con la gata de tensado y peligroso incluso con los gatos disponibles en la planta industrial por la dificultad de colocación de dicha maquinaria.

- Acorde al diámetro de los cables de presfuerzo, se expone el cálculo de la carga máxima que cada diámetro de cable puede aplicar. Por motivo de disponibilidad se utiliza el más delgado existente en el medio, se trata del torón de 3/8. Este tensor puede aplicar teóricamente máximo 8056 kg.

- Si consideramos el comportamiento de medio mampuesto frente al anclaje de transmisión de presfuerzo acorde a su capacidad ante compresión, área tributaria que debe soportar el presfuerzo en hilada superior, se enuncia que dentro de todos los tipos de mampostería ensayados y que se utilizarán en los muros probetas post-tensados, es evidente que se tiene que considerar el espécimen que peor desempeño individual mostró por seguridad, concretamente un espécimen de bloque de concreto con una resistencia de 44,30 kg/cm², material que en promedio de el conjunto de tres ensayos es 74,37 kg/cm² y ningún otro espécimen de este material presentó una resistencia inferior a los 80 kg/cm². Se adopta por seguridad la resistencia de este ensayo inferior por precaución por la posibilidad de que existan otras unidades con la misma deficiencia. Se selecciona esta resistencia mínima y se multiplica por el área neta (por mayor margen de seguridad) de la media unidad que es la encargada de soportar la presión transmitida por la placa

de el anclaje de presfuerzo, el área portante considera entonces es 149,15 cm² acorde a cálculo previo, en consecuencia se tiene que la máxima carga que se puede aplicar en esta sección de mampostería será de 6607 kg (área de medio mampuesto multiplicada por la más baja resistencia).

Una vez analizadas estas cuatro condicionantes se observa que la determinante es esta última, la que expresa que la limitante y máximo presfuerzo aplicable en los muros es 6607 kg.f. Por último, además se decide a esta carga penalizarla con un 25% como margen de seguridad adicional, para evitar cualquier riesgo de falla por algún motivo extra o un mampuesto deficiente el momento de realizar el post-tensado, quedando definida la carga de presfuerzo en 5000 kg. por tensor.

4.4 Ensayo, comparación de resistencias y determinación de factibilidad

4.4.1 Ensayo, comparación de desempeño y costo de mampostería de bloque de concreto tradicionalmente reforzado frente al post-tensado.

Al elaborar el análisis de precios unitarios se observa que el costo del muro de bloque de concreto de Hormiazón reforzado con una columna de hormigón armado tiene un costo unitario de 147,25 USD (aproximadamente 34,2 USD/m²) versus el muro de la misma dimensión post-tensado con un costo aproximado de 182,86 USD (42,47 USD/m²), así la diferencia económica entre los dos es 35,61 USD, el resultado es desalentador porcentualmente se observa un encarecimiento del 24% con la utilización de la tecnología propuesta (rubros en anexos) versus el tradicionalmente construido.

Sin embargo esta estimación monetaria considera el empleo de anclajes norteamericanos que normalmente se reutilizan en la elaboración de prefabricados los cuales tienen un precio referencial en el mercado ecuatoriano de 24 USD, los utilizados en la experimentación por ser los únicos disponibles. Si se considera que ya se ofertan anclajes de procedencia China cuyo costo se estima 3 o 4 USD, el costo de este mismo muro podría disminuir en 40 USD potencialmente, con lo cual estaría ya en condiciones competitivas e incluso es potencialmente más económico, de constatarse una adecuada condición técnica de estos dispositivos asiáticos.

En el ensayo ante carga lateral de los dos muros de bloque de concreto, el tradicionalmente construido y el post-tensado presentan ambos un modo de falla similar, la separación de la pared con respecto a su base. Esta falla se da en un empuje bastante superior en el post-tensado como se evidencia en el siguiente cuadro comparativo:

Muro	Esfuerzo para falla inicial (Kg.)	Diferencia en % (falla inicial) enfrentadas ambas tecnologías	Esfuerzo máximo para colapso (Kg.)	Diferencia en % (colapso) enfrentadas ambas tecnologías
Boque de concreto tradicionalmente	680	12,25%	907	13,65%
Boque de concreto post-tensado	5534	813,82%	6645	732,64%

Cuadro 3: Comparación de resistencia ante carga lateral de muro probeta de bloque post-tensado frente a tradicionalmente construido.

En el ensayo del muro tradicionalmente construido, al aplicarse el esfuerzo lateral, con una carga apenas superior a la necesaria para templar el cordón de jalado se observa ya una pequeña fisura en la interface entre el muro y la placa, luego al aumentar el empuje no se contempla una rotura brusca de la pared, más bien esta gira lentamente con respecto a su base en la columna de concreto conforme las varillas de refuerzo sirven de pivó y el concreto de la base en esta zona se rompe completamente sin que el gato de jalado marque algo más de los 907 Kg. Al volver al muro a su sitio este regresa completamente separado de la base tanto la mampostería como la columna, para terminarlo de derribarlo se lo jala con cuerdas desplomándose fácilmente con poco esfuerzo.

A comparación del muro anterior, el jalado para provocar la primera fisura en la pared post-tensionada fue de cinco toneladas y media, una carga 8 veces superior respecto a su contraparte tradicionalmente construido. A partir de esto la pared fue girando de modo similar separándose la primera hilada de bloque de la placa base; el fallo se genera no en el muro sino en el anclaje inferior pasivo del torón, luego de la primera falla fue necesario aplicar más de seis toneladas y media para que la pared se separe definitivamente de la base. Evidentemente el punto débil del muro es la sujeción en "L" del torón y su longitud de desarrollo. Debido a que la falla se da únicamente en este anclaje la pared en si misma no se rompe, fue necesario virarla empujándola con cuerdas con considerable esfuerzo, el proceso fue lento y difícil. Una vez que se logra acostar el muro, este sigue manteniéndose en una sola pieza, para romperlo por completo fue necesario golpearlo con martillo pesado.

4.4.2 Ensayo, comparación de desempeño y costo de mampostería de ladrillo artesanal "panelón" tradicionalmente reforzado frente al post-tensado.

Comparativamente en costo de los especímenes construidos se estima que el valor económico del muro de ladrillo panelón artesanal de Susudel reforzado con una columna de hormigón armado está en el orden de 181,51 USD (alrededor de 42,16 USD/m²) versus el muro de la misma dimensión post-tensado con un precio aproximado de 207,98 (48,30 USD/m²), así la diferencia es 26,47 USD, porcentualmente se observa que el costo se ve encarecido en 14% con la utilización de la tecnología propuesta.

Sin embargo esta estimación está realizada considerando que se emplean anclajes norteamericanos considerados normalmente para ser reutilizados (muy alta calidad y resistencia) en la fabricación de pretensados, estos tienen un precio referencial en el mercado ecuatoriano de 24 USD por unidad, se emplean estos anclajes en esta experimentación por ser la única opción disponible. Si se considera que ya se ofertan anclajes de procedencia China en

aproximadamente 3 o 4 USD1, el costo de este mismo muro podría disminuir potencialmente en alrededor de 40 USD. Teniendo en cuenta que los anclajes que se requieren en el sistema constructivo propuesto no se reutilizan estos pueden ser de inferior calidad, no se pudo obtener una muestra de la alternativa de anclaje chino de donde no se puede asegurar su factibilidad de uso. Con esta variación posible de costos existiría una diferencia de 15 dólares siendo más económica la pared post-tensada, tornándose plenamente competitiva.

A continuación se presenta un cuadro comparativo de desempeño y resistencia al aplicar carga lateral en los muros probetas de ladrillo artesanal post-tensado comparado al construido y reforzado del modo tradicional:

Muro	Esfuerzo para falla inicial (Kg.)	Diferencia en % (falla inicial) enfrentadas ambas tecnologías	Esfuerzo máximo para colapso (Kg.)	Diferencia en % (colapso) enfrentadas ambas tecnologías
Ladrillo artesanal tradicionalmente construido	726	16,01%	862	13,11%
Ladrillo artesanal post-tensado	4536	624,73%	6577	762,99%

Cuadro 4: Comparación de resistencia ante carga lateral de muro probeta de bloque post-tensado frente a tradicionalmente construido.

En el ensayo de ladrillo panelón reforzado del modo tradicional se observa una falla prematura cuando apenas se aplican mil quinientas libras fuerza que provoca una grieta a lo largo de una de las juntas de mortero horizontal en las hiladas inferiores, de ahí en más, el medidor de esfuerzo del gato no llega a superar las dos mil libras, se levanta la pared transformándose la grieta en fractura total de modo similar a la sucedido en el muro de bloque de concreto tradicionalmente reforzado, el elemento queda únicamente integrado por la base inferior de la columna al formarse ahí una articulación plástica producida en las cuatro varillas embebidas. Una vez que se fisura se observa que la pared no presenta mayor resistencia y se levanta y mueve fácilmente. Se descarga la pared y regresa a su sitio totalmente desplazada en su eje. Para tirarla definitivamente es necesario un leve empuje hacia uno de los costados, se desploma con facilidad.

Al probar su contraparte de ladrillo panelón con pre-compresión, el comportamiento del muro post-tensado también fue presentar en primera instancia una grieta en las hiladas inferiores pero ante carga más de seis veces superior, en este caso se rompe en forma escalonada en la parte inferior del muro, no fracturándose únicamente la junta de mortero sino en tramos de unidades de mam-

postería también, la rotura no se da a todo lo largo de la pared, solamente en la mitad en donde se aplica la carga de prueba; luego al seguir aumentando la carga de ensayo, el elemento logra resistir más de siete veces más de esfuerzo en comparación al tradicionalmente construido. Una vez que el muro post-tensado empieza a girar por falla de la longitud de desarrollo o su anclaje inferior, este regresa a su sitio y no colapsa bruscamente ni presenta desplazamiento en su base ya que el otro tensor mantiene parte de la pared todavía integrada con la placa base trabajando normalmente. Al tratar de aplicar cargas superiores se provoca que la gata que emite el empuje se quede sin longitud de trabajo sin lograr que la pared quede fracturada en condiciones de caerse; a pesar de que uno de los tensores está cedido en su anclaje inferior por completo, nunca se observa que se separe la pared a todo lo largo de la base. Se determina que el muro puede soportar 14500 lb.

4.4.3 Ensayo, comparación de desempeño y costo de mampostería de ladrillo industrial reforzada con criterio estructural acorde a NSR-10 frente al post-tensado.

Comparativamente en costo en los especímenes construidos se calcula que el precio del muro de ladrillo industrial Alfadomus reforzado con varilla de acero a manera de mampostería estructural tiene un costo estimado de 179,25 USD (aproximadamente 33,76 USD /m²); el muro de la misma dimensión post-tensado tiene un costo aproximado de 251,45 USD (47,36 USD/m²), la diferencia es 72,2 USD, porcentualmente vemos que el costo se ve encarecido en 40% con la utilización de la tecnología propuesta en los especímenes construidos.

Este presupuesto está realizado considerando que se emplean anclajes americanos que tienen un precio referencial ubicados en el mercado ecuatoriano de 24 USD los cuales fueron los utilizados en esta experimentación. Si se considera que ya se ofertan anclajes procedentes de China en un precio cercano a los 4 USD, el valor de este muro se abarataría potencialmente en 40 USD, con lo que su costo sería de 211 USD, en consecuencia el muro de ladrillo industrialmente producido post-tensado es de todas maneras un 18% más costoso siendo evidentemente no competitivo por precio.

9. Íbid. 8

En la prueba realizada en la mampostería estructural se observa una gran resistencia ante la carga lateral especialmente si se compara con los muros de ladrillo y bloque reforzados del modo tradicional. Los resultados de resistencia de ambos muros se expresan comparativamente en el siguiente cuadro:

Muro	Esfuerzo para falla inicial (Kg.)	Diferencia en % (falla inicial) enfrentadas ambas tecnologías	Esfuerzo máximo para colapso (Kg.)	Diferencia en % (colapso) enfrentadas ambas tecnologías
Mampostería estructural con ladrillo industrial	6124	221,32%	6124	192,82%
Mampostería post-tensada con ladrillo industrial	2767	45,18%	3176	51,86%

Cuadro 5: Comparación de resistencia ante carga lateral de muro de mampostería estructural respecto a mampostería post-tensada

La pared de mampostería post-tensada presenta la mitad de resistencia con respecto al muro elaborado bajo normativa de mampostería estructural debido fundamentalmente a la falta de longitud de desarrollo o por aplastamiento del concreto justo en el cambio de dirección de la "L" de los tensores especialmente el ubicado en el costado en el que se aplica la carga de prueba, torón evidentemente sometido a mayor trabajo. La variación de comportamiento radica claramente en el modo de falla de los dos muros: mientras en el construido como mampostería estructural fue brusco partiéndose instantáneamente en muchos pedazos de un modo explosivo, el muro post-tensado se abre paulatinamente luego de que se agrieta en una de las juntas de mortero horizontales en las hiladas inferiores, esta fisura, a diferencia de la probeta de ladrillo panelón post-tensado, dividió a todo lo largo la pared quedando separada en dos partes, sin embargo los tensores siguieron trabajando e integrando el muro hasta que definitivamente cedió el segundo anclaje inferior. Una vez que se separa en dos partes la pared, el cuerpo superior sigue integrado sólidamente.



Figura 21: Falla ante carga lateral de muro de mampostería estructural con ladrillo industrial

Luego de ensayar los tres muros post-tensados se observa una diferencia de comportamiento entre el de bloque de concreto y ladrillo industrial respecto al muro de ladrillo panelón, comportamiento influenciado por la presencia de mortero de protección en toda la longitud de los tensores en los dos primeros a diferencia del tercero en el que fue imposible introducir este material en toda la altura de la pequeña celda. El hecho de que el mortero sujete al tensor por adherencia en las celdas rellenas hizo imposible que durante el ensayo el tensor se estire, hecho que provoca la falla en la longitud de desarrollo tempranamente, en cambio en la pared de ladrillo panelón al no estar sujetado y embebido el tensor, este tiene la libertad de estirarse y contraerse a todo lo largo, permite que trabajen elásticamente por más tiempo y se deformen más durante el ensayo antes de que se presente la falla característica en la longitud de desarrollo hecho que se da únicamente en el tensor que más se estira; por esta razón la pared de ladrillo panelón post-tensado nunca se divide por completo y uno de los tensores se mantuvo trabajando siempre.



Figura 22: Falla ante carga lateral de muro de mampostería post-tensada con ladrillo industrial.

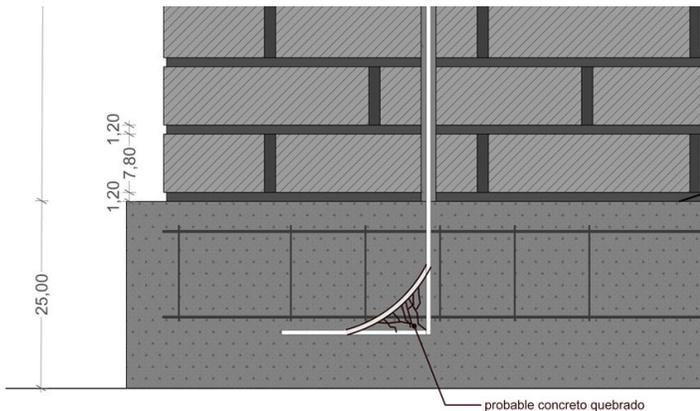


Figura 23: Probable falla de anclaje pasivo por compresión del concreto.

5. Conclusiones.

Conclusiones acorde a disponibilidad de recursos:

- El hecho de post-tensar muros en Ecuador es plenamente factible, sin embargo se requiere modificar materiales y herramientas, modificaciones sin las cuales se vuelve un sistema constructivo difícil de implementar y poco competitivo.
- Los dispositivos para presforzar disponibles en Ecuador no presentan aptitud para post-tensar muros, son adecuados para precomprimir elementos de hormigón, por lo tanto son no adecuados por dimensiones, incomodidad de uso además de peligroso para los operarios. Por esta razón fue imperativa la creación de una herramienta acorde a la necesidades y requerimientos de presforzar paredes.
- Se diseña y construye la herramienta para post-tensar paredes en un taller local. Si bien se puede construir el dispositivo post-tensador, no fue posible adaptar un medidor de esfuerzo con éxito. En el mercado extranjero existe disponibilidad de gatas hidráulicas tipo "botella" con manómetro incluido de fábrica¹, herramientas que tienen condiciones de soportar grandes esfuerzos y medirlos. Bajo el esquema de herramienta aquí propuesta, lo ideal será que cada gata tenga su manómetro propio.

- El dispositivo para post-tensar fue necesario construirlo a partir de dos gatas, ya que el efecto torcionante resultante de la excentricidad del eje del cuerpo de la gata y el tensor hizo imposible que funcione correctamente con una sola. En este mismo sentido, por la imposibilidad de ubicar el orificio de jalado centrado con respecto a los dos cilindros accionados por empuje hidráulico debido a la geometría de las dos gatas que idealmente se necesitaría que ambas sean construidas reflejadas simétricamente, lo cual no lo son, en consecuencia, no quedan equidistantes respecto al eje donde discurre el tensor; esta asimetría produce desequilibrio por diferencia de momento, por esto una de las dos gatas tiene que absorber más presión respecto a la otra. Este desequilibrio hubo que solucionarlo accionando siempre una gata más que la otra.

- En el país no existen variedad de mampuestos que tengan las características y aptitudes necesarias para la realización de muros post-tensados, de hecho tampoco para mampostería reforzada. Se encuentra un solo tipo de ladrillo industrial en la fábrica Alfadomus de Guayaquil que presenta condiciones adecuadas, el nombre comercial del producto es Bloque de dos huecos de 30 X 15 cm. Además se selecciona un ladrillo panelón compacto artesanal y bloque de concreto, mampuestos que mediante ensayos de resistencia se diferencian algunos de mejor calidad, por lo tanto a la postre son los utilizados; para su uso se requiere necesariamente su adaptación geométrica.

- La mampostería elaborada con unidades de tipo industrial Alfadomus demostró ser la más apta para ser post-tensada por resistencia y geometría.

- Se concluye que para la utilización de ladrillo panelón exitosamente se requieren unidades con perforación vertical y con un ancho mayor a los existentes en el mercado, por que la sección de la perforación que se puede practicar sin que pierda la capacidad portante no fue suficiente para que el mortero de recubrimiento discorra en todo lo alto del ducto alrededor del tensor, hecho imprescindible para garantizar la durabilidad del mismo.

- El bloque de concreto mostró ser el menos apto para el post-tensado por ser el material de más baja resistencia a compresión. El bloque de Disensa en su geometría presenta características adecuadas para su utilización en mampostería estructural, sin embargo el más resistente, el de Hormiazuay, fue necesario adaptarlo recortando la base de media pieza.

- Para post-tensar muros de características divisorias no portantes la capacidad admisible de nuestros muros es suficiente para resistir presfuerzo. Sin embargo para la construcción de mampostería estructural post-tensada se requieren muros de alta resistencia, para así viabilizar la mampostería post-tensada como sistema constructivo estructural en edificaciones de altura.

- Las escalerillas o refuerzo horizontal para mampostería estructural no existen en el mercado ecuatoriano. Estos refuerzos también son recomendados para mampostería post-tensada de acuerdo a los referentes.

- Con respecto al acero para aplicar la fuerza de compresión se establece que se necesitan cables de acero de baja relajación, barras de acero no son aptas. En Ecuador no se pudo obtener alambre de presfuerzo de ϕ de 4 o 6 mm (el cual se puede importar en un volumen superior a 3 toneladas) motivo por el cual se realiza la experimentación con torón de 3/8 de pulgada, equivalente a alambre de 9 mm.

- En cuanto a dispositivos para aplicación de presfuerzo se consiguen anclajes costosos y hechos para su reutilización. Sin embargo existe la posibilidad de importar estos accesorios al por mayor a un costo más conveniente.

Acorde a posibilidades de diseño de sistema constructivo se concluye:

- Se planifican alternativas para aplicar presfuerzo a mampostería y se pueden buscar más opciones acorde a distintos requerimientos.

- Para la implementación del post-tensado en paredes se torna importante considerar tiempos de fraguado de mortero para luego aplicar el presfuerzo. En la programación de la construcción es imprescindible tomar en cuenta que el post-tensado se puede aplicar una vez fraguado por completo el mortero de hiladas del muro lo cual puede tomar varios días o tiene que preverse el uso de aditivos acelerantes de fraguado.

- Por la tenacidad mostrada por los especímenes post-tensados incluso después de su falla, se abre la posibilidad de prefabricar paredes precomprimidas industrialmente, para ser transportadas y ensambladas en obra.

Acorde a los condicionamientos constructivos se concluye que:

-Se pretende anclar el extremo pasivo del tensor a través de un gancho formado en el propio torón de modo similar al utilizado en la varilla de refuerzo por economía. Esta sujeción mostró ser el punto débil de los muros post-tensados y donde se produce la falla al someterlos a ensayo. La alternativa es entonces colocar un elemento de colaboración pasivo como una placa, embebido que colabore con la "L" evitando así la potencial fractura del concreto en este punto y disminuyendo la probabilidad de falla en la longitud de desarrollo (Figura 24).

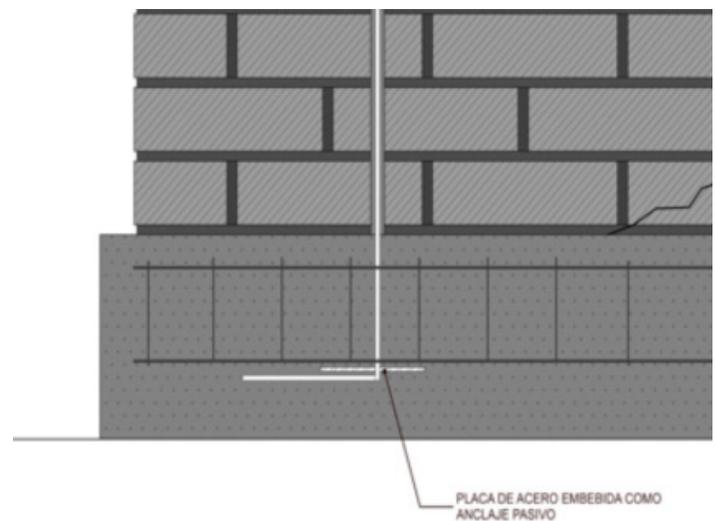


Figura 24: Alternativa de placa de acero colocada como anclaje pasivo embebido en el concreto de base.

- Se requiere espacio para trabajar en el remate superior de los muros para la labor del operario del gato tensor y colocado de cuñas de los anclajes, acción que tiene que ser prevista al momento del diseño de los muros y quizás incluso en la programación de la construcción. Bajo el criterio de crear una herramienta óptima para post-tensionar, esta puede ser optimizada en su tamaño considerando que la altura de los gatos automotrices están pensados para levantar un auto un tramo suficientemente largo que permita cambiar un neumático. Sin embargo si consideramos que para post-tensar muros es necesario alargar pocos centímetros o milímetros el tensor, la dimensión de la gata creada con el fin de presforzar puede tener una dimensión vertical menor, que a la poste signifique ahorro en peso y tamaño además de potencialmente disminuir el requerimiento de espacio de trabajo.

- Para el vertido de el mortero de protección es necesario considerar que el proceso de post-tensado se lo realice inmediatamente y necesariamente cuando el grout esté fresco, una vez vertida la masilla es imposible sacarla de la celda, en consecuencia debe evitarse imprevistos al momento de colado y tensado.

Conclusiones acerca de la factibilidad económica:

- Bajo términos y condiciones de este ensayo, en el muro de bloque de concreto construido post-tensado resulta un 24% más costoso respecto al construido del modo tradicional; en resistencia ante carga lateral el post-tensado demostró tener entre siete y ocho veces mejor desempeño. A pesar de mejorar tanto en resistencia, el porcentaje de incremento en costo es demasiado grande para que se vuelva competitivo, sin embargo de lograrse reducirse el precio de los anclajes a precios ofertados ya para nuestro mercado, 83% más económicos, se torna plenamente viable e incluso más barata la alternativa propuesta.

- En la pared de ladrillo artesanal panelón el costo del muro de mampostería de ladrillo artesanal post-tensado resulta aproximadamente 14% más caro y se mejora su resistencia ante carga lateral entre seis y siete veces su desempeño. Igual que en el caso anterior de poderse utilizar anclajes abiertos económicos se vuelve la alternativa propuesta plenamente factible también en este caso.

- La probeta de mampostería estructural mostró tener un mejor desempeño que la post-tensada tanto en precio (un 40% más económico) como en resistencia ante carga lateral, tres veces superior. Esta superioridad se da fundamentalmente por la falencia en el anclaje inferior de los tensores embebidos. Bajo estas condiciones enfrentados los dos sistemas constructivos la mampostería estructural mostró ser más eficiente en los dos aspectos: técnicos y económicos. El aspecto positivo de la mampostería post-tensada frente al muro estructural fue el modo de falla por que el primero se rompió de un modo explosivo bruscamente en contraposición al post-tensado que mostró fractura lenta y paulatina sin colapso brusco.

Referencias

1. HERNÁNDEZ Basilio Oscar y AGUILAR Heriberto: Deformaciones Diferidas en Mampostería Post-tensada; Recomendaciones de diseño; Series Instituto de Ingeniería UNAM,1983.
2. WIGHT D. Gavin, INGHAM Jason M., and WILTON Andrew R.: Innovative seismic design of a post- tensioned concrete masonry house; Universidad de Auckland, Nueva Zelanda. Publicado en The NRC Research Press Web, 2007.
3. SINHA Braj P., Professor of Structural Engineering University of Edinburgh: Development and Potencial of Structural Masonry; Ponencia. Seminario sobre paredes de albañilería, Lourenco y Souza; Porto/Portugal, 2002.
4. MAS Guindal Antonio J. y ADELL Joseph M., Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Arquitectura: Eladio Dieste y la Cerámica Estructural en Uruguay. Madrid, 2005.
5. GANZ H.R., Dr. sc. techn., Civil Engineer ETH: Post-tensioned Masonry Structures, VSL Internacional Ltd., Berne Switzerland, 1990.
6. WIGHT Gavin D., University of Auckland Department of Civil and Environmental Engineering: Seismic Performance of a Post-tensioned Concrete Masonry Wall System, A thesis submitted in partial fulfilment of the requirements for the Degree of Doctor of Philosophy; Nueva Zelanda, Junio del 2010.
7. SERNA P. Carlos, STUART C. Luis, Análisis Económico de la mampostería post-tensada en seco versus actuales soluciones de vivienda de interés social en Colombia, Tesis, Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín, Medellín, 2010
8. COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL RÉGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMORESISTENTES: Reglamento Colombiano de Construcción Sismoresistente NSR-10,Bogotá, Colombia, 2010.
9. KOWALSKY J. Mervyn and WIGHT D. Gavin, Application of Traditional Materials in Non-Traditional Ways for Improved Housing Construction. North Carolina State University, Raleigh, NC.
10. PÉREZ LEAL Eduwin Guillermo, Alternativas para el diseño sísmico de edificios altos en mampostería, Tesis, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, Michoacán, Marzo de 2011.
11. GACETA OFICIAL DEL DISTRITO FEDERAL, Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras, México DF, 2004.
12. SHRIVE G. Nigel, MASIA J. Mark and LISSEL L. Shelley, Strengthening and rehabilitation of masonry using fibre reinforced polymers, University of Calgary, Department of Civil Engineering, Calgary, Alberta, Canadá.

Métodos modernos de incorporación polimérica en matrices asfálticas

Modern methods for polymer incorporation into the asphalt matrix

INFORMACIÓN DEL ARTICULO

Historial del
artículo:

Recibido
30-04-2012
Aceptado
27 -06-2012
Publicado
20 -12-2012

Palabras Claves:
Asfalto modificado
SBS
Polietileno
Raman
TGA
DSC
latroscan
AFM

ARTICLE INFO

Article history:
Received
30-04-2012
Accepted
27-06-2012
Available
20-12-2012

Keywords:
Modified binder
SBS
Polyethylene
Raman
TGA
DSC
latroscan
AFM

Villegas R. 1, Aguiar J. P.1, Loria L.1, Navas A. 1

**1 Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (LanammeUCR), Universidad de
Costa Rica.**

**rafael.villegas@ucr.ac.cr, phone: + (506) 2511-4963, fax: + (506) 2511-4442
jose.aguiar@ucr.ac.cr, phone: + (506) 2511-2529, fax: + (506) 2511-4442**

RESUMEN

La composición química del polímero y por ende sus propiedades físicas inherentes, hacen que cada polímero tenga un efecto propio sobre el asfalto. De igual forma, la incorporación de polímero es variable de acuerdo a la naturaleza del mismo y del asfalto. Sin embargo las técnicas de modificación en muchos de los casos se hace de forma cualitativa basada ya sea en la experiencia del que modifica, o siguiendo indicaciones del fabricante. Esto se lleva a cabo sin realizar un estudio previo de los materiales de partida, las condiciones del proceso de modificación, así como las demás variables que afecten el proceso.

El presente artículo resulta de un análisis a profundidad de distintos métodos, los cuales permiten dilucidar el comportamiento de los polímeros y del asfalto modificado con los mismos. De tal forma, se hace uso de técnicas de ciencias de materiales como Microscopia de Fuerza Atómica, Calorimetría de Barrido Diferencial (DSC) y Análisis Termo gravimétrico (TGA), las cuales proporcionan información importante para el diseño de las condiciones del proceso de modificación, en base a parámetros cualitativamente evaluados. Dichas metodologías se emplearon en la caracterización físico-química de dos polímeros con características diferentes, el SBS y el polietileno, así como en la caracterización de los asfaltos modificados con dichos polímeros.

Abstract

The chemical composition of the polymer and therefore its inherent physical properties, allow the polymer to have a unique effect over the binder. Similarly, the incorporation of the binder is variable depending on its nature and that of the binder. However, modification of the binder is done in many cases qualitative manner based on the experience of the contractor, or following the recommendations of the manufacturer. This is performed without previous analysis of the source materials, the conditions used in the modification, as well as the other variables affecting the process.

The present paper derives from an in depth analysis of different techniques that allow a better understanding of the behavior exhibited by the polymers and that of the modified binder. Therefore, techniques such as Atomic Force Microscopy, Differential Scanning Calorimeter (DSC), and Thermo Gravimetric Analysis (TGA) were used to provide important information for the design of the modification procedure, based on qualitatively measured parameters. These methodologies were used to characterize the physical-chemical behavior of two polymers with different characteristics, SBS and polyethylene, as well as the modified binders.

1. Introducción

Durante los años 90, como resultado de SHRP, la metodología Superpave® fue altamente novedosa en términos de caracterización de ligantes asfálticos puesto que se incorporó el concepto de desempeño del ligante y el efecto de la temperatura en el mismo, algo que las metodologías previas de caracterización de ligantes (ej. penetración, viscosidad) no consideraban directamente (1,2,3).

Las metodologías empleadas previo a Superpave daban una cierta noción del comportamiento del ligante. Pero, al tener este un comportamiento visco-elástico, y dado que con dichas metodologías solo se puede medir consistencia o capacidad de fluir a condiciones puntuales de temperatura, no se podía caracterizar debidamente el material. Peor aún es cuando se considera el comportamiento de los asfaltos modificados. Sin embargo, la mejoría en las tecnologías disponibles para caracterizar materiales ha crecido considerablemente por lo que hoy por hoy existe una gran gama de equipos y ensayos que miden diversas propiedades químicas, físicas y visco-elásticas de los ligantes asfálticos y los modificantes de los mismos. Por tanto, en este estudio se evaluó no solo las propiedades del asfalto, sino también las del polietileno, las del SBS y las del asfalto modificado con estos materiales.

1.1. Polímeros Evaluados

Por la polimerización de etileno, pueden obtenerse productos con propiedades físicas muy variadas (Figura 1).

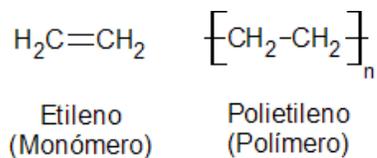


Figura 1. Productos del etileno.

El polietileno es sólido a temperatura ambiente, tiene una estructura cristalina en más de un 90%, buen comportamiento ante ácidos y bases, es una molécula que presenta gran simetría, con cadenas largas de carbono. Este material es utilizado en muchos productos, entre los que destacan las bolsas plásticas (Figura 2).

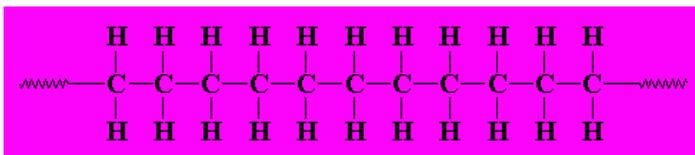


Figura 2. Molécula del polietileno.

El SBS corresponde a estireno-butadieno-estireno, que es un material termoplástico, sólido a temperatura ambiente, donde el estireno provee la rigidez al polímero pero con la consecuencia de que individualmente es quebradizo. El butadieno es el que provee elasticidad al SBS puesto que es capaz de disipar energía. Por tanto, la molécula del SBS tiene propiedades visco-elásticas mejoradas dada la combinación de ambos (Figura 3).

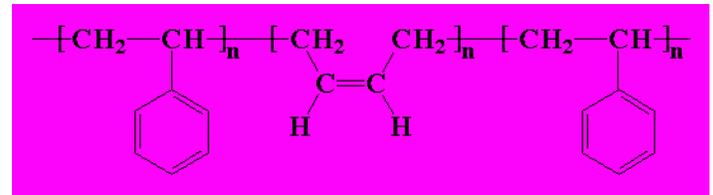


Figura 3. Molécula SBS.

2. Caracterización Avanzada de Materiales

A continuación se resumen los equipos necesarios para realizar ensayos que tengan la capacidad de medir las propiedades que se mencionaron anteriormente, así como el tipo de análisis que se puede realizar con cada equipo. Como parte de este estudio, cada uno de los análisis se empleó para evaluar el asfalto que típicamente se utiliza en Costa Rica: AC-30 (producido por la Refinadora Costarricense de Petróleo, RECOPE), el cual fue modificado con 2,5% de SBS (estireno-butadieno-estireno) y 3% polietileno respectivamente para mejorar sus propiedades.

2.1. Espectrometría Raman

La espectrometría Raman es una técnica que se basa en la dispersión inelástica de la luz monocromática, la cual se obtiene generalmente de una fuente láser. Los fotones emitidos por la fuente son absorbidos por la muestra y re-emitidos a frecuencias desplazadas de la frecuencia de la fuente original (efecto Raman). Es de uso normal en química puesto que se utiliza para evaluar los movimientos vibracionales, rotacionales y otros modos de baja frecuencia en moléculas y enlaces entre las mismas.

La espectrometría Raman es una técnica complementaria al análisis de Espectrometría Infrarroja (FTIR), a pesar de tener ventajas teóricas sobre la anterior como por ejemplo facilidad de identificar sustancias que en el FTIR son difíciles de captar (4). Además, permite obtener la composición química de materiales y diferentes compuestos sin tener que realizar tratamiento de la muestra, la cual puede estar en estado sólido, líquido o gaseoso. Un ejemplo de un Espectrómetro Raman con Microscopio de Fuerza Atómica (AFM) se muestra en la Figura 4 y la información que se puede obtener de dicho equipo se presenta en la Figura 5 (espectrofotómetro Raman marca WITEC modelo alpha300AR).

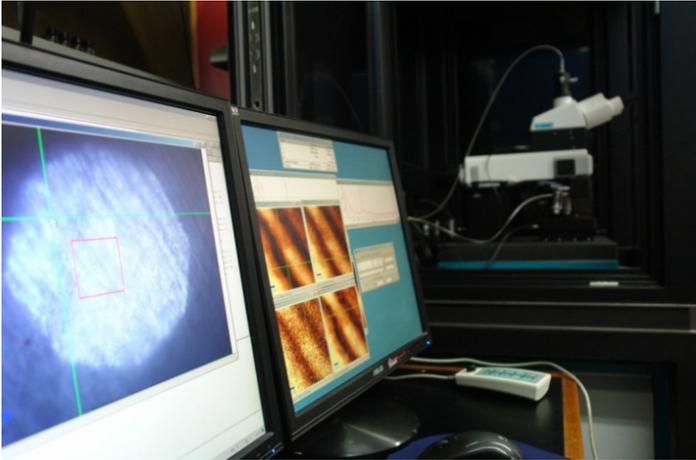
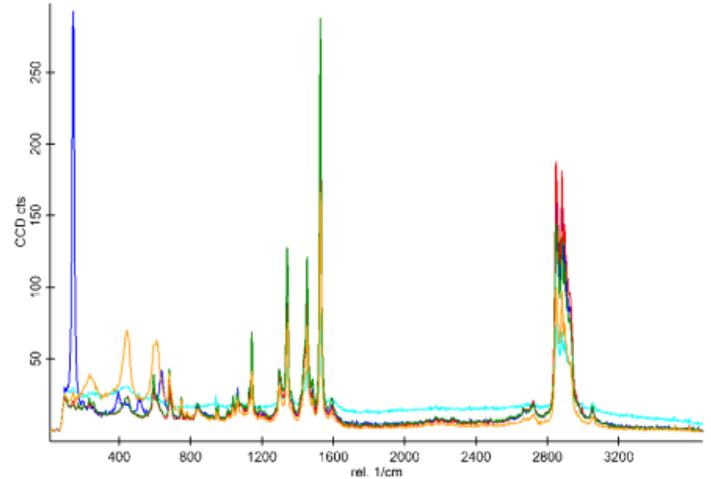


Figura 4. Espectrómetro Raman con Microscopio de Fuerza Atómica.



(a)

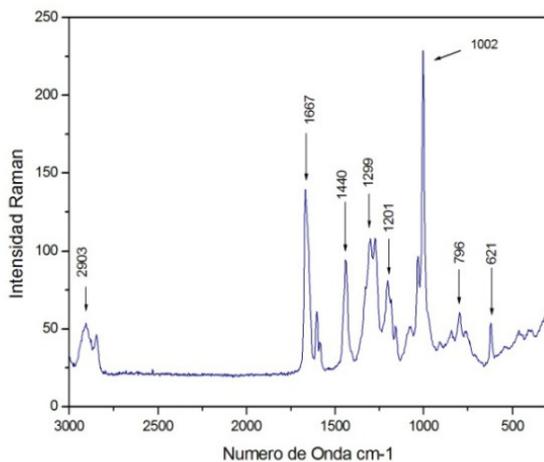
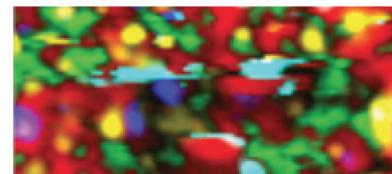


Figura 5. Espectro Raman del polímero SBS.

La información de frecuencias que resulta del espectro Raman, permite identificar que moléculas o grupos están presentes en un material, lo que ayuda a caracterizar y predecir el comportamiento del mismo.

En el caso de la Figura 5, se pueden resaltar algunas bandas características que ayudan a identificar el polímero SBS en las banda de los 621, 1000, 1200 y 2900 cm^{-1} , donde se observan los carbonos del anillo aromático C-H intensidad alta del estireno y las bandas 1440 y 1667 cm^{-1} donde se observan los enlaces C=C del butadieno.



(b)

Figura 6. (a) Espectros promedio de la bolsa de polietileno y (b) región de análisis.

En el caso del polietileno, el espectro Raman (Figura 6) es típico para el grupo $[-\text{CH}_2-\text{CH}_2-]_n$, que es el polímero más simple. Las bandas más importantes son las ubicadas en el espectro a 1450 cm^{-1} y 2850-3000 cm^{-1} donde se encuentran las flexiones de los grupos $-\text{CH}_2$ saturados a 1450 cm^{-1} y las tensiones $-\text{CH}$ de los grupos $-\text{CH}_2$ y $-\text{CH}_3$ saturados a 2850-3000 cm^{-1} .

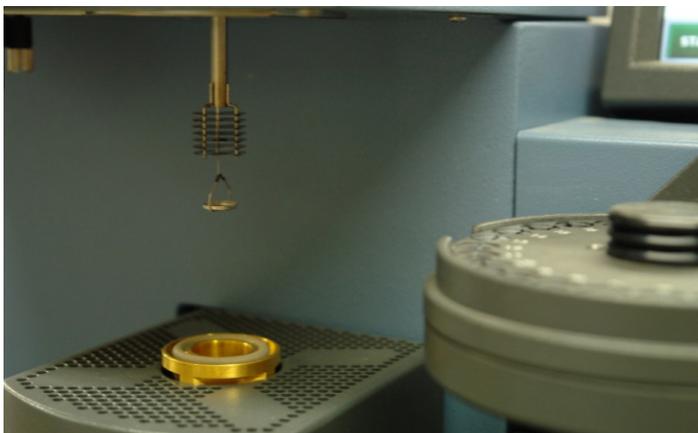
Esta caracterización química del material es importante, pues en un proceso productivo y más aun en el control de calidad del material da certeza de que el material polimérico utilizado es realmente el estipulado para el proyecto.

2.2. Análisis Termogravimétrico (TGA)

El Análisis Termogravimétrico (TGA) mide la cantidad (y tasa de cambio) en la pérdida de un material como función de temperatura, o tiempo, bajo condiciones controladas. En general, la técnica es utilizada para determinar la descomposición del material y para predecir su estabilidad térmica a altas temperaturas (hasta los 1000 °C). Además, se puede utilizar para indicar la presencia de distintos componentes en una muestra (número de componentes y no la composición química como tal), oxidación cinética y descomposición cinética. En la Figura 7 se muestra el equipo utilizado para realizar dicho análisis (TGA TA-Instruments Q5000).



(a)



(b)

Figura 7. Equipo para Análisis Termogravimétrico.

En la Figura 8 se muestran los resultados del análisis TGA para el SBS. Se puede observar que hasta aproximadamente los 300 °C el material es estable a la descomposición. Esta temperatura está muy por encima de la temperatura a la cual el material se va a incorporar al asfalto y a trabajar en el proceso productivo de la mezcla. Por otro lado, se observa que a 488 °C se presenta la temperatura a la cual el material alcanza la máxima cinética de descomposición.

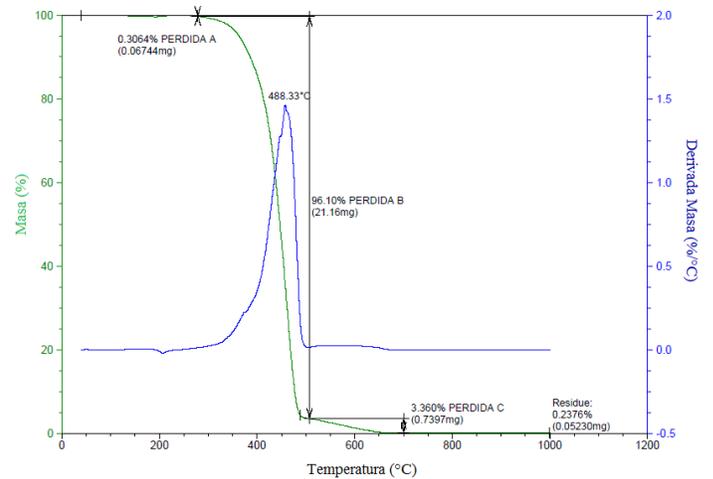


Figura 8. Análisis TGA de polímero SBS

Similarmente, se realizó un ensayo de termo gravimetría para medir los efectos de la degradación del polietileno por calor. El análisis muestra que el material inicia su degradación hacia los 150 °C, y, entre esta temperatura y los 325 °C se observó la pérdida de un 6,6% de masa en el material. Dicha pérdida es producto de la exposición del polietileno a distintos productos químicos (ej, insecticidas) que se aplican a la bolsa. En los 450 °C se presentó la degradación total del material. La Figura 9 presenta la curva de degradación de la muestra, la cual sigue la misma tendencia de los polietilenos que se evalúan con esta técnica.

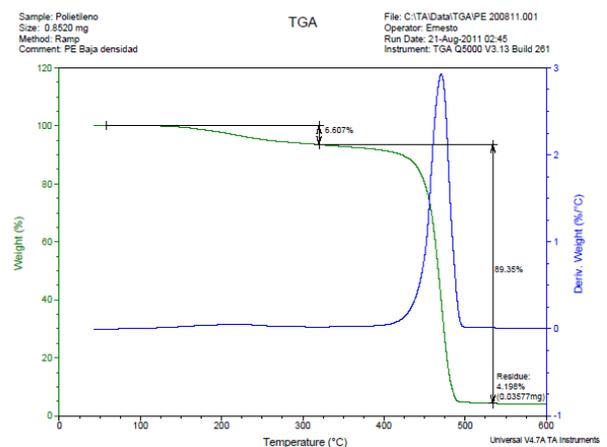


Figura 9. Análisis TGA de Polietileno.

La importancia de este análisis radica en que muestra el rango de temperatura para la cual el material es estable térmicamente y no sufre descomposiciones que altere sus propiedades.

2.3. Barrido Calorimétrico por Escaneo Diferencial (DSC)

El análisis DSC es una técnica que mide la diferencia de calor requerida para incrementar la temperatura de una muestra de algún material y la de un material de referencia, como función de la temperatura. Por tanto, el análisis mide energía directamente y permite la determinación precisa de la capacidad calorífica de un material. De tal forma, el análisis se usa comúnmente en la determinación de las transiciones térmicas de primer orden (fusión y cristalización) y de segundo orden (transición vítrea), las cuales son de especial interés en el caso de modificantes para asfaltos (5,6).

La Figura 10 muestra el equipo que se utilizó para realizar dicho análisis y la Figura 11 muestra los resultados de dicho análisis para el SBS. De la figura se puede observar que el polímero SBS no presenta un punto de fusión, puesto que es un polímero amorfo. Esto se debe a que presenta un porcentaje de desorden en su estructura. Este material termoplástico presenta una transición vítrea (T_g por sus siglas en inglés) entre los 130 °C y 150 °C, lo que indica la temperatura a la cual el material es trabajable (un polímero es trabajable por encima de su T_g).



Figura 10. Equipo para Barrido Calorimétrico por Escaneo Diferencial

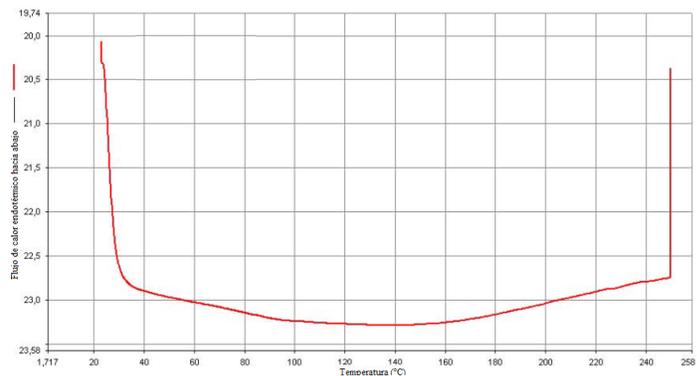


Figura 11. Análisis DSC de polímero SBS.

Similarmente, en el caso del polietileno, se observa el comportamiento de la muestra al cambio de temperatura desde los 25 °C hasta 200 °C. El análisis confirma que el material que compone la bolsa es un polietileno de alta densidad, ya que su punto de fusión se encuentra entre los 120 y los 136 °C (Figura 12).

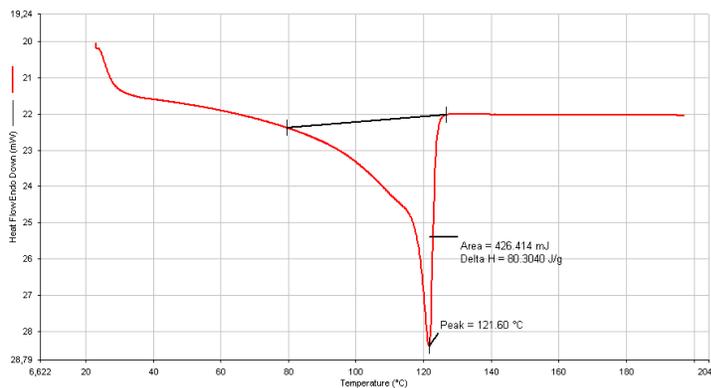


Figura 12. Análisis DSC de polietileno.

Este comportamiento del material se debe a su estructura química y al alto porcentaje de cristalinidad del mismo, haciendo evidente la temperatura mínima a la cual este se puede incorporar al asfalto. Esto justifica no elevar tanto la temperatura del proceso y permite asegurar las propiedades del ligante.

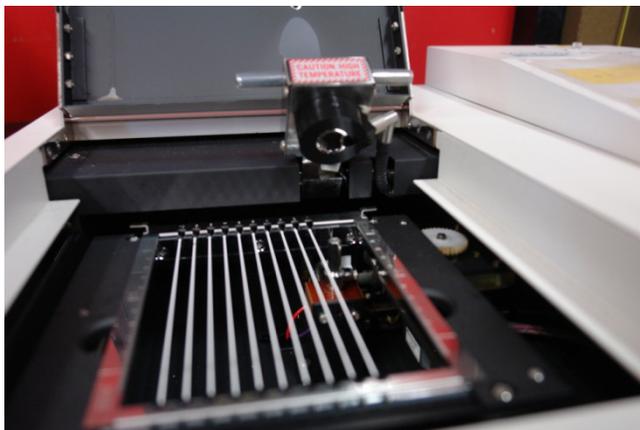
2.4. Cromatografía latroscan

El equipo de cromatografía latroscan, permite realizar análisis SARA (Saturados-Aromáticos-Resinas-Asfaltenos). El análisis SARA permite determinar cuál es el porcentaje de los cuatro componentes del asfalto. Esto es de gran importancia pues los distintos componentes determinan el comportamiento del asfalto: los Asfaltenos actúan como espesante, la fluidez se obtiene de los Satu-

rados y los Aromáticos, las Resinas proveen la ductilidad al asfalto. Los Saturados y los Aromáticos, en conjunto con los Asfaltenos, facilitan el flujo del asfalto (7,8,9). El análisis SARA se realizó con el equipo mostrado en la Figura 13.



(a)



(b)

Figura 13. Equipo para Cromatografía Iatroscan.

Los resultados de cromatografía Iatroscan indicaron que el asfalto AC-30 de RECOPE está compuesto por: Saturados 5,4%, Aromáticos 35,3%, Resinas 41,4% y Asfaltenos 17,9%.

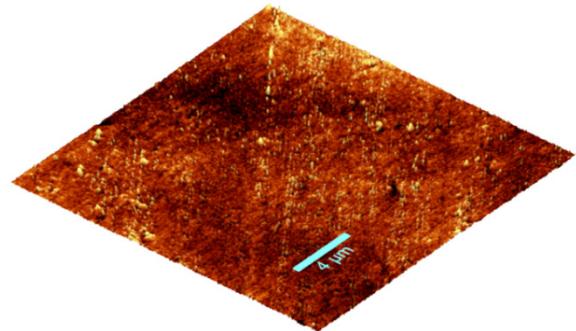
El análisis cromatográfico referencia la afinidad o la poca miscibilidad entre el polímero y el asfalto referenciado al incremento o decrecimiento de alguna de las familias de compuestos de este.

2.5. Microscopía de Fuerza Atómica (AFM)

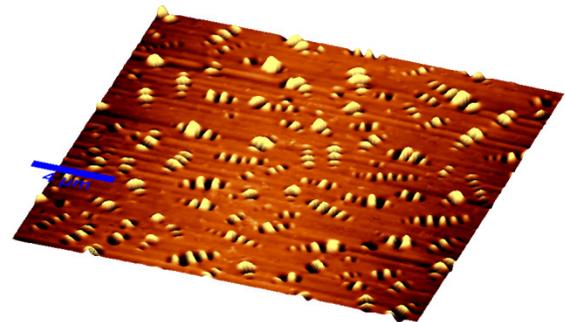
La Microscopía de Fuerza Atómica (AFM) es un método de muy alta resolución, el cual permite medir en el orden de nanómetros, lo cual es varios órdenes de magnitud superior (aproximadamente 1.000) a los microscopios de difracción óptica. El AFM consiste en un cantiléver con una punta o sonda afilada que es usada para

escanear la superficie de algún material de muestra, ya sea por el método de contacto o no contacto.

El equipo que se utilizó para realizar el análisis AFM es el mismo que se presentó en la Figura 4. La Figura 14 muestra información sobre la topografía y la rugosidad de muestras del asfalto AC-30 sin modificar y modificado con SBS. Se observa que el SBS se dispersa uniformemente sobre la matriz asfáltica.

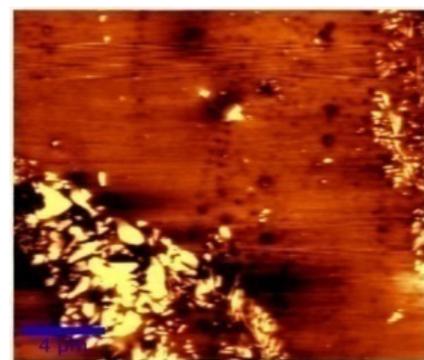


(a)



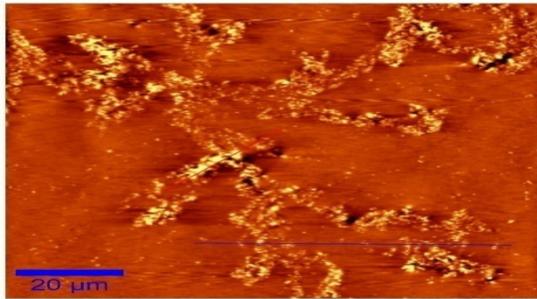
(b)

Por otro lado, se observa que en el caso del polietileno se distribuye de forma diferente como se ve en la siguiente Figura 15.



(a)

Figura 15. Topografía AFM para asfalto AC-30 con polietileno.



(b)

Figura 15. Topografía AFM para asfalto AC-30 con polietileno.

3. Conclusiones

Las nuevas técnicas instrumentales proveen una herramienta muy poderosa para la caracterización físico-química de los materiales, identificando las propiedades de los materiales de partida (en este caso SBS, polietileno y asfalto). De igual manera permiten evidenciar los cambios ocurridos en el asfalto modificado con el modificante y su interpretación ayuda a clarificar si existe una mejora significativa en las propiedades requeridas del material.

Adicionalmente, los análisis térmicos (TGA y DSC) ayudan a comparar cuales son los polímeros o aditivos que se pueden comportar idealmente durante su incorporación al asfalto, y proveen información de cuál será su desempeño en servicio.

En el caso del presente estudio, se observó que el SBS incrementó el grado PG en 12 °C, y desde el punto de vista de resistencia al ahuellamiento, elevó las posibilidades de uso del asfalto sin modificar, de aplicaciones únicamente para caminos de bajo volumen (con pocos vehículos pesados), al de un asfalto capaz de soportar tráfico pesado y altos volúmenes de tránsito. Como objetivo del estudio se quería verificar que la capacidad del asfalto a resistir deformación permanente se incrementaría al adicionar un polímero SBS. El efecto del polietileno fue inferior al del SBS, pero también se observó una ganancia en la resistencia al ahuellamiento.

Sin embargo, es importante no solo verificar la resistencia a la deformación permanente, sino asegurar el correcto comportamiento a la fatiga. No obstante, dadas las propiedades del polímero SBS (elastómero), se espera que dicho asfalto modificado también presente un incremento en su resistencia a la flexo-tracción.

En general, la principal característica que se busca del asfalto modificado, es su desempeño y su trabajabilidad a las condiciones de diseño. La metodología de análisis utilizada va en función no solo de un mejor proceso productivo de los asfaltos modificados, si no que da una explicación exhaustiva a los parámetros reológicos que normalmente se miden, los cuales permiten predecir cómo se comportará el asfalto modificado bajo sus distintas condiciones de servicio en campo.

Este desarrollo empleado busca disminuir el uso de técnicas y ensayos empíricos con las cuales los asfaltos modificados se han caracterizado históricamente, tratando de cuantificar y evidenciar el comportamiento de los materiales de forma reproducible, con base en las propiedades intrínsecas de los mismos.

4. Referencias

1. McGennis, R.B.; Shuler, S.; Bahia, H.U. Background of SUPERPAVE Asphalt Binder Test Methods. Federal Highway Administration Report No. FHWA-SA-94-069. Washington, D.C., 1994.
2. McGennis, R.B.; Anderson, R.M.; Kennedy, T.W.; Solaimanian, M. Background of SUPERPAVE Asphalt Mixture Design and Analysis. Federal Highway Administration Report No. FHWA-SA-95-003. Washington, D.C., 1995.
3. West, R.C.; Watson, D.E.; Turner, P.A.; Casola, J.R. Mixing and Compaction Temperatures of Asphalt Binders in Hot-Mix Asphalt. Transportation Research Board NHCRC Report 648. Washington, D.C., 2010.
4. Kuptsov, A.H. (1994). Applications of Fourier Transform Raman Spectroscopy in Forensic Science. Journal of Forensic Sciences, JF-SCA, Vol. 39, No. 2, pp. 305-318, Marzo 1994.
5. Elseifi, M.; Mohammad, L.N.; Glover, I.; Negulescu, I.I.; Daly, W.H.; Abadie, C. Relationship between Molecular Compositions and Rheological Properties of Neat Asphalt Binder at Low and Intermediate Temperatures. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 22, No. 12, pp. 1288-1294, Diciembre 2010.
6. Daly, W.H.; Negulescu, I.I.; Glover, I. A Comparative Analysis Of Modified Binders: Original Asphalts And Materials Extracted From Existing Pavements. Federal Highway Administration Report No. FHWA/LA.10/462. Baton Rouge, LA, 2010.
7. Corbett, L.W. Relationship between composition and physical properties of asphalt. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 39, pp. 481-491. 1970.
8. Mooney, K. Current Status for Multiple Stress Creep Recovery. North East Asphalt User / Producer Group Annual Meeting. Atlantic City, NJ, 2008.
9. Wei, J.B.; Shull, J.C.; Lee, Y.J.; Hawley, M.C. Characterization of Asphalt Binders Based on Chemical and Physical Properties. International Journal of Polymer Analysis and Characterization, Vol. 3, No. 1, pp. 33-58, 1996.

Observaciones a la metodología de diseño tradicional de pavimentos reforzados con geosintéticos

Observation to the traditional design methodolog for reinforced pavements with geosynthetics

INFORMACIÓN DEL ARTICULO

Historial del
artículo:

Recibido
17-07-2012
Aceptado
31-08-2012
Publicado
20-12-2012

Palabras Claves:
Geosintéticos
Elemento Finito
Refuerzo de
pavimentos

ARTICLE INFO

Article history:
Received
17-07-2012
Accepted
31-08-2012
Available
20-12-2012

Keywords:
Geosynthetics
Finite
Element Method
Pavements
reinforcement

Leiva P.¹, Loría L.²

1 Investigadora de la Unidad de Materiales y Pavimentos, PITRA, LanammeUCR, **2** Coordinador General del PITRA, LanammeUCR.
paulina.leiva@ucr.ac.cr, phone: (506) 25114994, fax: 25114440

RESUMEN

La colocación de materiales geosintéticos en pavimentos como sistema de refuerzo es una técnica para mejorar la capacidad mecánica de este tipo de estructuras, principalmente ante la problemática de los suelos blandos de subrasante. En este sentido, la metodología de diseño propuesta por Giroud y Noiray ante la ASCE en 1981 ha sido la más utilizada hasta la actualidad para el diseño de pavimentos reforzados con geosintéticos, sin embargo, propone una serie de supuestos que al parecer no son acertados, como por ejemplo que la deformación del geosintético consiste de una serie de parábolas que se deforman por encima del nivel original del suelo de subrasante que la carga es idealizada como una placa cuadrada donde el mecanismo de falla del suelo es por capacidad portante, y que su principal aporte es por un efecto de membrana. Por tanto, mediante la presente investigación, se estudió la mecánica desarrollada en este tipo de estructuras, en términos de esfuerzos, deformaciones y deflexiones, con la finalidad de poder observar la idoneidad de estos supuestos (por medio de modelaciones con un software de elemento finito, ABAQUS). La investigación desarrollada encontró que en lugar de un problema de capacidad portante, el efecto de confinamiento del geosintético sobre el pavimento es mayor que el efecto de membrana, además que el coeficiente de fricción en la interfase material granular-geosintético es un elemento muy importante en el refuerzo de pavimentos.

Abstract

The placement of geosynthetics as a pavement reinforcement system is a technique used to improve its mechanical strength mostly under soft soil subgrades. In this regard, the design method proposed by Giroud and Noiray to ASCE in 1981 has been widely applied for pavement reinforced design with geosynthetics, however, their method proposes some questionable assumptions such as that the deformation of the geosynthetic consist on a series of deformed paraboles under the subgrade soil, the load is assumed as a plate where the failure mode is by bearing capacity, and their main contribution is due to a membrane effect. Therefore, this research effort studied the mechanics developed, in terms of stresses, strains and deflexions, in this type of structures by means of a Finite Element Model (FEM) to the end of determining the accuracy of the mentioned assumptions. The research found that instead of having a bearing capacity failure mode, the confining effect of the geosynthetic over the pavement is larger than the membrane effect, also the friction coefficient in the interfase granular layer – geosynthetic is a very import thing in the pavement reinforced system.

Introducción

Según la norma ASTM D 4439, se define geosintético como “un producto plano fabricado a partir de materiales poliméricos, para ser usado con suelo, roca, tierra o cualquier otro material geotécnico, como parte integral de un proyecto, estructura o sistema realizado por el hombre” [1].

Estos materiales, son utilizados en la construcción de carreteras, principalmente por su labor de separación y refuerzo. La mejora en el refuerzo, genera un mayor desempeño de los pavimentos, disminuyendo espesores, o incrementando el tráfico.

A lo largo de la historia, se han realizado una serie de estudios y metodologías de diseño, que intentan considerar la incorporación de este tipo de materiales a las estructuras de pavimento. Estas tratan de introducir el comportamiento mecánico de los geosintéticos cuando son colocados específicamente en la interfase subrasante-capa granular, y más recientemente dentro de la capa de subbase. Por lo tanto, se hace necesario el estudio de los fundamentos de tales teorías, con la finalidad de mejorarlas y de esta manera, lograr que el diseño se acerque aún más a las condiciones reales que se van a modelar.

Por ejemplo, se podría incorporar en el análisis la interacción entre el geosintético y la capa granular o la capa de subrasante, que puede ser representada por medio del Modelo Básico de Coulomb. Dicho modelo define el máximo esfuerzo cortante de fricción permisible, en términos del esfuerzo normal y el coeficiente de fricción en la interfase, que para tales efectos se considera como la tangente del ángulo del material en contacto.

Es importante anotar que teóricamente se ha definido la existencia de un efecto de membrana, que sería generado por deformación de la subbase, cuando ésta se encuentra bajo la acción de las cargas, y hace que el geosintético se estire como una membrana, el cual es el resultado de la componente vertical de esta tensión. A este efecto según la teoría tradicional de Giroud y Noiray [1], es al que se le ha atribuido mayoritariamente el trabajo mecánico del geosintético hasta la actualidad, y no al de confinamiento por restricción lateral, que corresponde a la componente horizontal, y que a su vez genera un incremento a la capacidad del soporte, el cual parece merecer la atribución de generar el efecto positivo en el geosintético. En la Figura 1 se muestran los mecanismos de refuerzo desarrollados por los geosintéticos en pavimentos.

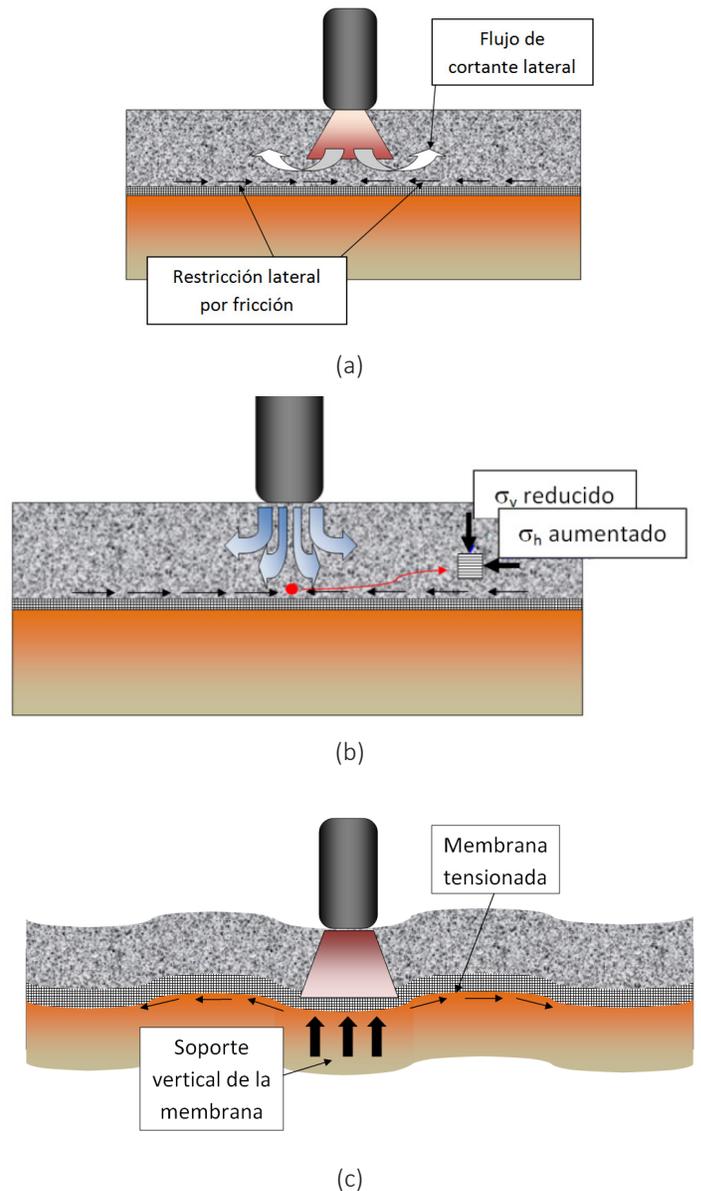


Figura 1. Mecanismos de refuerzo de geosintéticos en pavimentos (a) Restricción lateral, (b) Incremento en la capacidad de soporte y (c) Efecto de membrana.

La presente investigación tiene entonces la finalidad de comparar el análisis clásico de la formulación de Giroud y Noiray, con una evaluación realizada mediante la técnica del elemento finito, sobre la misma estructura de pavimento, condición de carga, propiedades de los materiales componentes, y localización especial del geosintético dentro del pavimento, en términos de los esfuerzos y deformaciones desarrollados en la fibra inferior de la capa granular, así como la influencia del tipo de interacción, en términos de coeficiente de fricción.

Antecedentes

El estudio del comportamiento de los pavimentos reforzados con elementos geosintéticos y los métodos de diseño, han ido desarrollándose a lo largo de los últimos 30 años.

Bender y Barendsen en 1978 [2], fueron los primeros en estudiar este tipo de estructuras, examinando un tramo de prueba, con el que determinaron las relaciones entre el desarrollo de roderas, y el esfuerzo aplicado a la subrasante. Adicionalmente determinan como el mecanismo de falla cambia de esfuerzo local a general, y que la subrasante reforzada soporta un esfuerzo de más de 1.8 veces el de la subrasante sin refuerzo, lo que permite el uso de una capa más delgada de base granular. Con estos hallazgos, Kinney y Barendsen en 1980 [3], conformaron una serie de gráficos, asumiendo un tránsito bajo y una profundidad de rodera aceptable de 101 mm.

En 1977, Steward et al [4], desarrollaron, por medio de la utilización de una pista de prueba de pavimentos reforzados, una serie de tablas que recomiendan valores para el factor de capacidad de soporte del sistema geosintético-pavimento, de acuerdo al nivel de tráfico y al valor del ahuellamiento máximo aceptable.

Es en 1981, que Giroud y Noiray [5], desarrollaron la metodología de diseño con más aceptación y utilización de la actualidad, la cual, hace referencia a caminos de lastre reforzados. El presente informe se centra en el análisis de dicha tecnología.

Más recientemente, en el año 2001, Giroud y Han [6], hicieron una serie de modificaciones al método desarrollado de 1981, con base en los resultados de pruebas a escala natural.

Actualmente, los fabricantes de geosintéticos, proponen una serie de metodologías, que están basadas en factores de seguridad, y la función que se desea cumplan en las estructuras de pavimento. A continuación se describe el método de Giroud y Noiray:

a. Método de Giroud y Noiray

Esta metodología es el resultado de la investigación titulada "Diseño de carreteras sin pavimentar con refuerzo geotextil", desarrollada por Giroud y Noiray ante la ASCE en 1981. El método se asume que [5]:

- El material de subrasante corresponde a un suelo homogéneo, al menos a una profundidad H_{min} , suficiente para el desarrollo de una zona plástica.

- La carga corresponde a un eje simple equivalente, y su geometría se describe en la Figura 2.

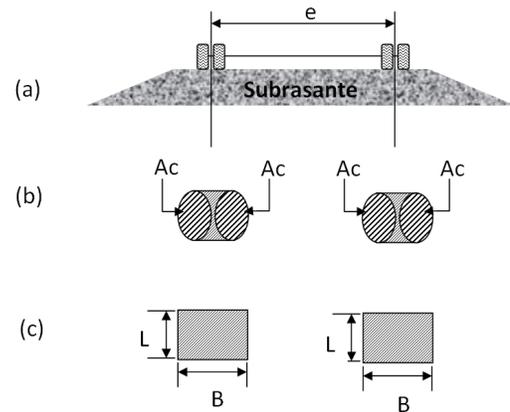


Figura 2. Geometría del eje del vehículo y definición del área de contacto: (a) Geometría del eje vehicular; (b) Áreas de contacto; (c) Área de contacto equivalente. Fuente: [5, modificada y adaptada por autor]

El agregado tiene las propiedades necesarias para asegurar una distribución adecuada de la carga aplicada, lo que quiere decir un valor de CBR mayor a 80.

La subrasante está saturada, y tiene baja permeabilidad (prácticamente incompresible, y ángulo de fricción nulo).

Las propiedades mecánicas del geotextil se describen por el comportamiento de este a la tensión-elongación.

Para el análisis cuasiestático, se debe considerar que la falla puede ocurrir en tres diferentes localidades: (1) en la capa de agregado (2) en el suelo de fundación, y (3) en el geotextil; este método solo considera la segunda y tercer localidad. Además, asume que:

El coeficiente de fricción de la capa de agregado es tan alto como para asegurar la estabilidad mecánica de la capa.

El ángulo de fricción de contacto entre el geotextil y la capa de agregado bajo las llantas (ruedas del vehículo) es suficientemente grande como para prevenir el deslizamiento.

La distribución de la carga se considera con una distribución piramidal, que es similar al método 2:1, cuando $\alpha = 26.6^\circ$, (recomendado a utilizar por Giroud y Noiray), tal como se muestra en la Figura 3.

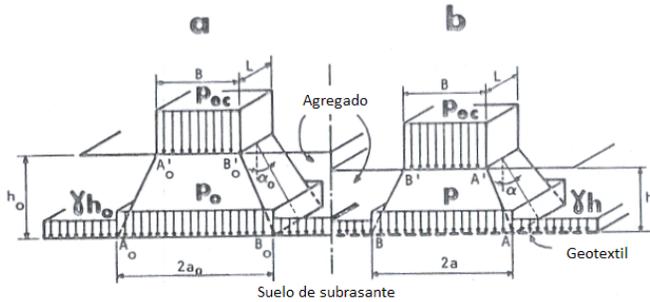


Figura 3. Distribución de la carga en la capa de agregado: (a) caso sin geosintético, (b) caso con geosintético
Fuente: [5]

Para la condición reforzada, se considera reducción del espesor, y se modifica el ángulo de distribución piramidal con respecto a la profundidad de la presión pec (ver Figura 3), aplicada en su superficie para las condiciones con y sin refuerzo geosintético (Ecuaciones 1 y 2).

Sin geosintético

$$p_{ec} * L * B = (B + 2 * h_o * \tan \alpha_o)(L + 2 * h_o * \tan \alpha_o)(p_o - \gamma * h_o)$$

Ecuación 1

Con geosintético

$$p_{ec} * L * B = (B + 2 * h * \tan \alpha)(L + 2 * h * \tan \alpha)(p - \gamma * h)$$

Ecuación 2

B y L: dimensiones del área de carga (m).

γ : peso volumétrico del agregado (N/m³).

h_o, h: Espesor de la capa granular sin refuerzo geosintético y con refuerzo geosintético respectivamente (m).

α_o , α : Ángulo de distribución piramidal de carga sin y con refuerzo geosintético (en grados).

p_o, p: presión en la capa granular para la estructura sin y con refuerzo geosintético (Pa).

De las ecuaciones 1 y 2 se obtienen las Ecuaciones 3 y 4 con respecto a los valores de p_o y p descritos anteriormente:

Sin geosintético

$$p_o = \frac{P}{2(B + 2 * h_o * \tan \alpha_o)(L + 2 * h_o * \tan \alpha_o)} + \gamma * h_o$$

Ecuación 3

Con geosintético

$$p = \frac{P}{2(B + 2 * h * \tan \alpha)(L + 2 * h * \tan \alpha)} + \gamma * h$$

Ecuación 4

P: Carga del eje (N).

Para la condición sin refuerzo, la máxima capacidad de soporte q_e, correspondiente al límite elástico de la subrasante, se puede determinar también como:

$$q_e = \pi c + \gamma h_o$$

Ecuación 5

Donde la capacidad de soporte aumenta hasta la capacidad última q* en la condición reforzada es.

$$q^* = (\pi + 2) * c + \gamma h$$

Ecuación 6

c: cohesión no drenada del suelo sin fricción (Pa).

De las ecuaciones anteriores se obtiene la ecuación 7 siguiente:

$$c = \frac{P}{2\pi \left(\sqrt{\frac{P}{p_c} + 2h_o \tan \alpha_o} \right) \left(\sqrt{\frac{P}{2p_c} + 2h_o \tan \alpha_o} \right)}$$

Ecuación 7

p_c: Presión de inflado de la llanta (Pa).

La ecuación anterior corresponde al valor de la cohesión del suelo de subrasante. De esta ecuación, se despeja el espesor h_o de la capa de material granular.

Por otro lado, el método también asume una geometría de deformación del geotextil que consiste en una serie de parábolas tal como se observa en la Figura 4.

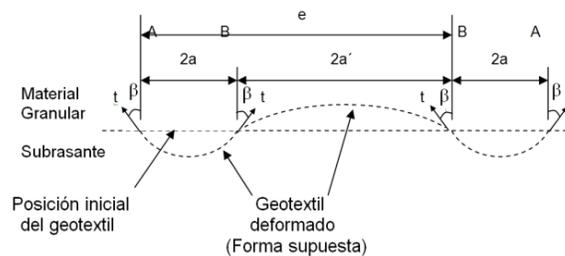


Figura 4. Geometría de deformación del Geotextil.

Fuente: [5]

El geotextil funciona entonces conforme a esta deformación, al módulo secante de la curva de la deformación en función de la aplicación de la carga longitudinal (ASTM D 4595), y de la tensión. El valor de la respuesta P_g que desarrolla el geotextil para aliviar la carga transmitida a la subrasante se calcula como:

$$P_g = \frac{K\varepsilon}{a\sqrt{1 + \left(\frac{a}{2S}\right)^2}}$$

Ecuación 8

Donde:

K = Módulo secante del geotextil para una determinada deformación.

ε = Deformación unitaria del geotextil.

a = Longitud según geometría supuesta.

S = Asentamiento bajo la carga o profundidad de rodadura.

ε_s a capacidad última igual a:

$$p^* = p - P_g$$

Ecuación 9

p^* : Presión aplicada en la subrasante por el geotextil.

De la interacción de estas ecuaciones se formula la siguiente, que permite determinar el nuevo espesor de la estructura reforzada (h).

$$\frac{(2 + \pi) * c}{\frac{K\varepsilon}{a\sqrt{1 + \left(\frac{a}{2S}\right)^2}}} = \frac{P}{2 * (B + 2 * h * \tan\alpha) * (L + 2 * h * \tan\alpha)}$$

Ecuación 10

Los autores también desarrollaron sus propios gráficos para facilitar el cálculo usando las ecuaciones anteriores; los gráficos se muestran en las Figuras 5, 6, y 7.

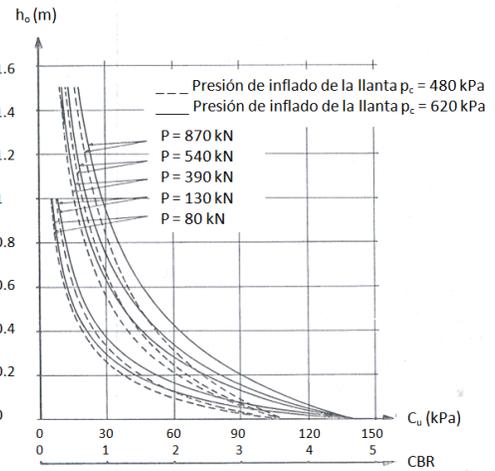


Figura 5. Gráficos método de Giroud y Noiray.
 Fuente: [5]

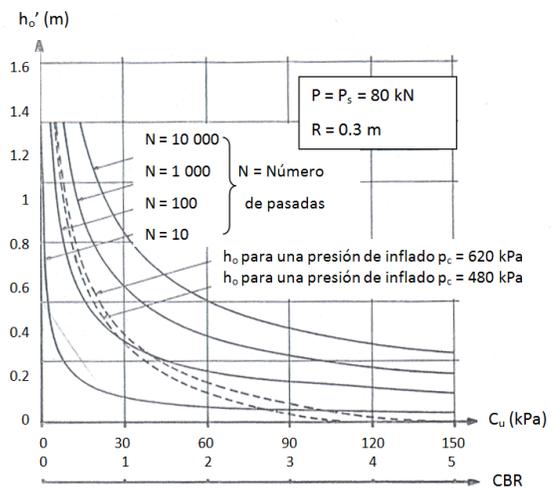


Figura 6. Gráficos método de Giroud y Noiray.
 Fuente: [5]

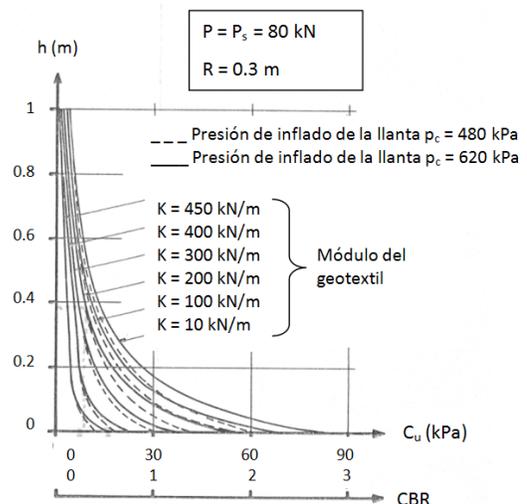


Figura 7. Gráficos método de Giroud y Noiray.
 Fuente: [5]

Análisis del trabajo mecánico del geosintético como refuerzo en pavimentos

Para el desarrollo del análisis del trabajo mecánico de los materiales geosintéticos en una estructura de pavimento, se eligió la siguiente configuración de capas y materiales componentes (Figura 8), donde se define un estrato equivalente (EEQ) de espesor igual a la suma de los espesores de las capas sobre la subrasante, con el objetivo de hacerlo comparativo con la metodología de Giroud y Noiray, en el caso para caminos de grava sin capa de rueda asfáltica o de concreto.

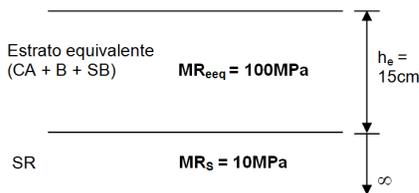
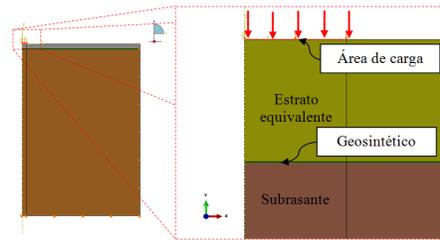
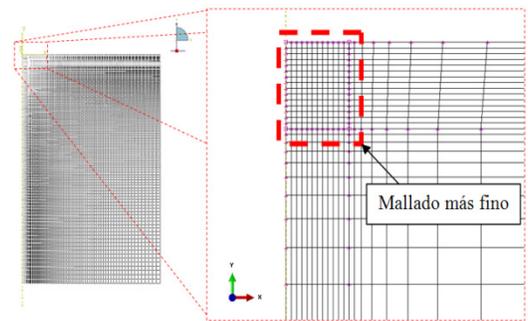


Figura 8. Configuración utilizada (Estrato equivalente)

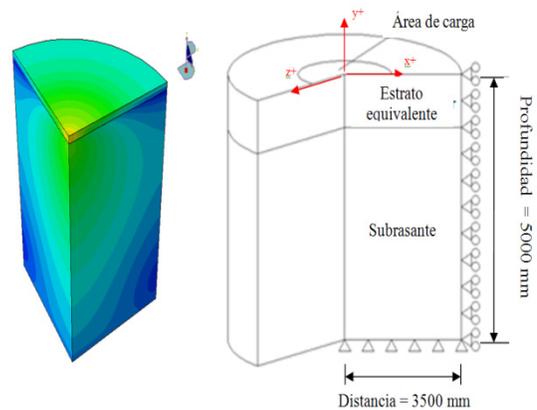
La estructura de la Figura 8, fue modelada en el software de elemento finito ABAQUS, en un modelo axisimétrico, donde la carga se definió como un área circular de 124 mm de radio, y un valor de presión de 0.827 MPa. La distancia del eje de simetría en la horizontal hacia la frontera fue de 3500 mm, con la finalidad de que no existiera influencia de las condiciones de borde en los valores obtenidos, y se le restringieron los desplazamientos en la dirección perpendicular a la carga, para permitir los desplazamientos con respecto al eje vertical en caso de ser necesario, pero no permitir desplazamiento en el eje horizontal en este caso, de manera que se simulen adecuadamente las condiciones de frontera. Para la frontera inferior, la distancia desde la superficie fue de 5000 mm, y se restringieron en este caso los desplazamientos tanto en la dirección de la carga, como perpendicular a esta, ya que a tal profundidad, los desplazamientos en ambas direcciones no deben ocurrir. Al modelo definido, se le refinó la malla en los alrededores de la zona de carga, donde para los efectos del análisis, tienen mayor importancia los valores de los esfuerzos y deformaciones, el número de nodos definidos fue de 15238, y el número de elementos asociados fue de 14504. La convención de signos se define como positiva hacia arriba, la derecha y saliendo del plano, con las direcciones en "x", "y" y "z", tal como se muestra en la Figura 9, donde además, se observan fases de la definición del modelo, así como una vista preliminar del barrido de un cuarto del modelo alrededor de su eje de simetría.



(a)



(b)

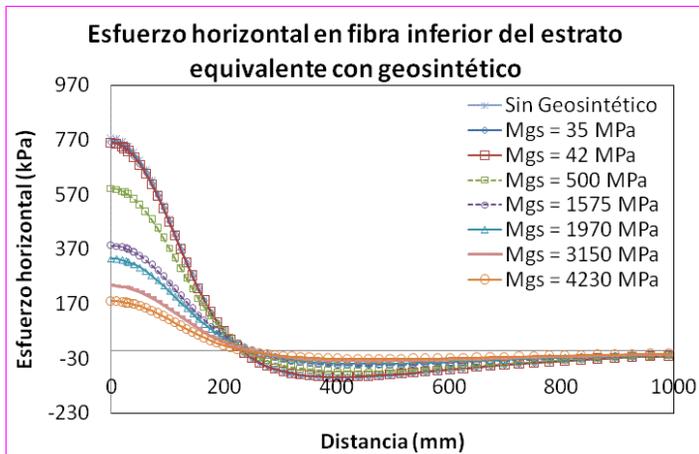


(c)

Figura 9. Definición del modelo en ABAQUS (a) condiciones de carga, frontera y distribución de los materiales, (b) mallado, y (c) esfuerzos de Von Mises de una de las corridas con rotación alrededor del eje de simetría y esquema del modelo con la convención de ejes utilizada.

Efecto sobre esfuerzos y deformaciones en la fibra inferior del estrato equivalente

Para el análisis se eligió primeramente la condición ideal de interacción, que consiste en el contacto total, entre la capa del estrato equivalente y de la subrasante con el geosintético, en que las partículas no experimentan fricción porque no se deslizan unas respecto a las otras. Se consideran variaciones en el valor del módulo del geosintético (Mgs), considerando valores comerciales, como un análisis de sensibilidad para determinar su influencia en la capacidad mecánica, en términos del valor de su módulo elástico. Los resultados respecto a esfuerzos en la fibra inferior del estrato equivalente para la componente horizontal se muestran en la Figura 10, y para la componente vertical en la Figura 11.



(a)

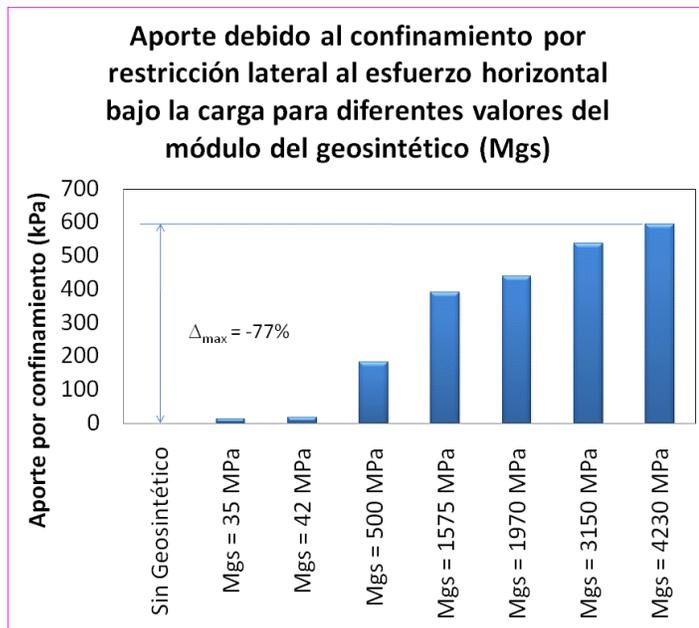
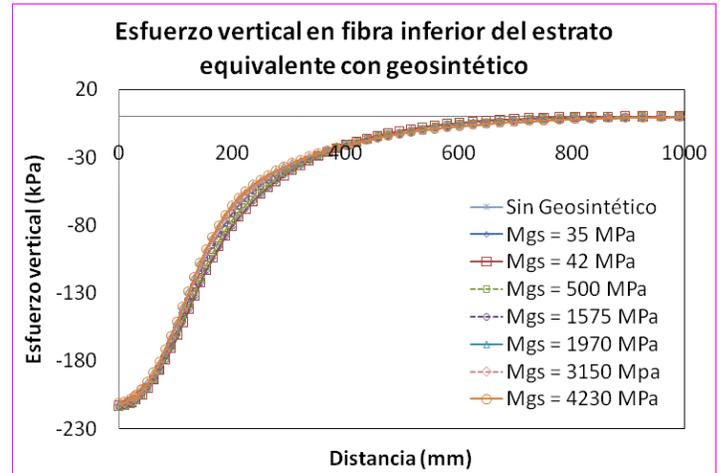
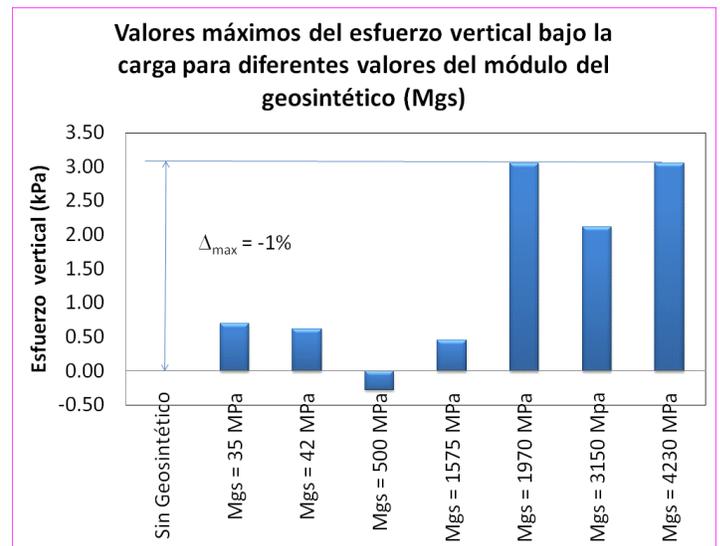


Figura 10. (a) Esfuerzos horizontales y (b) aporte al confinamiento por restricción lateral en la fibra inferior del estrato equivalente con geosintético, ante módulo elástico variable del mismo (h=15cm, MReq=100MPa).



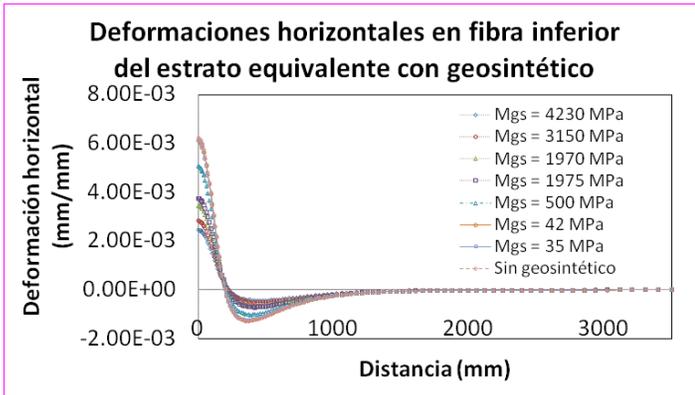
(a)



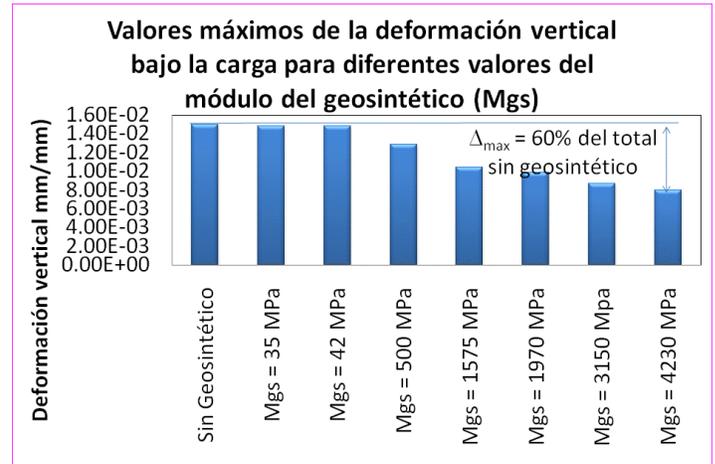
(b)

Figura 11. (a) Esfuerzos verticales y (b) sus correspondientes valores máximos bajo la carga en la fibra inferior del EEQ con geosintético, ante módulo elástico variable del mismo (h=15cm, MReq=100MPa)

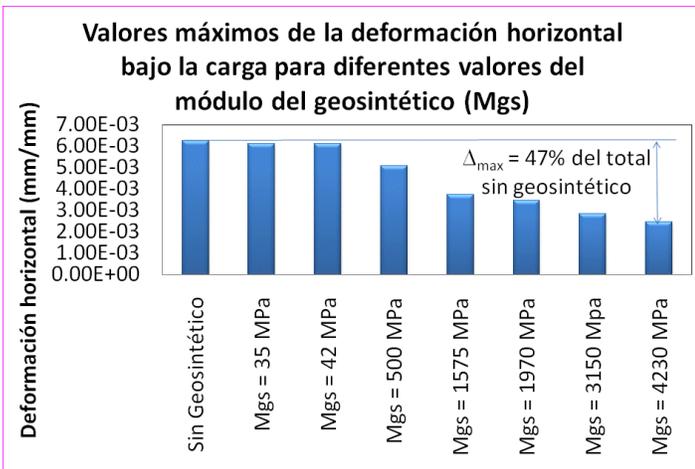
En la Figura 12, se muestran los valores de deformación horizontal en la fibra inferior del estrato equivalente, y los valores máximos obtenidos para esta componente. Posteriormente en la Figura 13, se muestran las deformaciones verticales en esta misma localidad, con sus respectivos valores máximos. Ambas figuras muestran la situación de la estructura sin elemento geosintético y con elemento geosintético para diferentes valores de módulo.



(a)

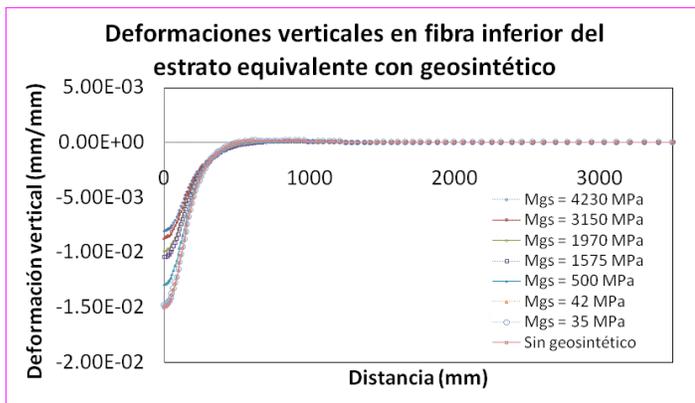


(b)



(b)

Figura 12. (a) Deformaciones horizontales y (b) máximos valores a nivel de la subrasante (h=15cm, MReeq=100MPa)



(a)

Figura 13. (a) Deformaciones verticales y (b) máximos valores a nivel de la subrasante (h=15cm, MReeq=100MPa)

De la Figura 10 se puede notar como efectivamente se da una reducción considerable de los esfuerzos horizontales conforme la capacidad del geosintético aumenta en términos del valor de su módulo, aumentando la capacidad de la estructura considerablemente por el efecto de confinamiento por restricción lateral generado, en valores de hasta 600 kPa en la componente horizontal para el caso en que el módulo del geosintético es de 4230 MPa, que es el mayor valor comercial considerado en este caso. Por otro lado, las reducciones para la componente de membrana son bastante inferiores, en rangos de alrededor de 4 kPa como máximo, lo que demuestra que efectivamente el efecto de confinamiento tiene una mayor influencia en el comportamiento de la estructura reforzada con geosintéticos. Con respecto a las deformaciones se puede notar en las Figuras 12 y 13 como para ambos efectos se da una reducción en magnitud, siendo más significativa la reducción para la componente vertical, tal como se resume en la Figura 14.

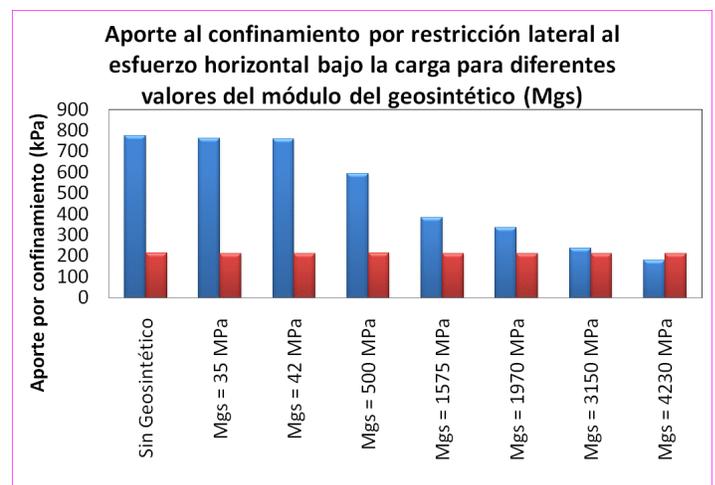
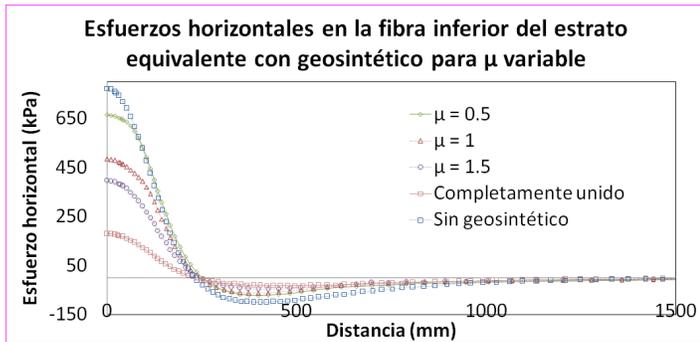


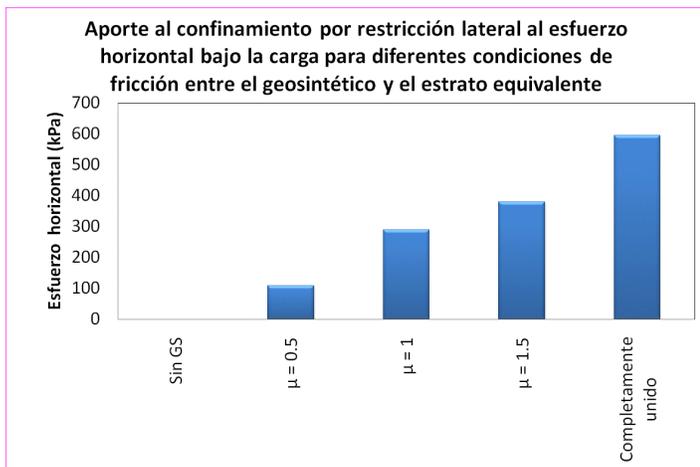
Figura 14. Valores máximos de deformaciones verticales y horizontales en la fibra inferior del estrato equivalente bajo la carga.

Efecto de la variación del coeficiente de fricción entre la capa de estrato equivalente y el geosintético

Seguidamente en las Figuras 15 y 16 se presentan los gráficos de análisis de los esfuerzos horizontales y verticales en la fibra inferior del estrato equivalente, ante diferentes condiciones de fricción (μ) entre esta capa y el geosintético, representado en términos de la variación en el coeficiente de fricción para la componente tangencial, mientras que en la componente normal se considera un contacto completo.

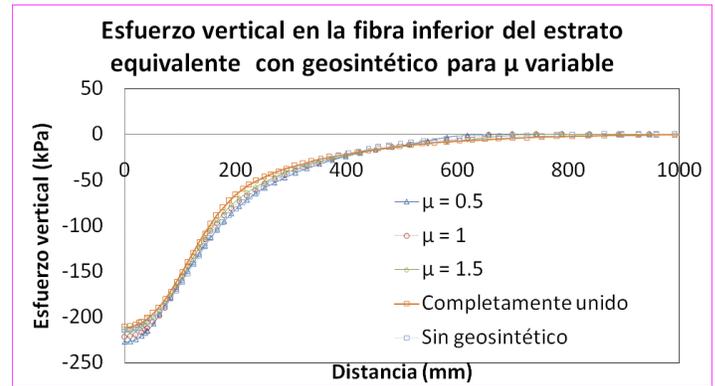


(a)

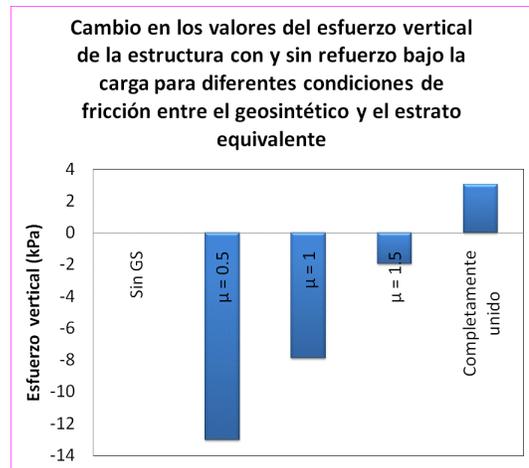


(b)

Figura 15. (a) Distribución de los esfuerzos horizontales y (b) su aporte al confinamiento por restricción lateral, en el estrato equivalente para diferentes valores de μ ($h=15\text{cm}$, $M_{Reeq}=100\text{MPa}$).



(a)



(b)

Figura 16. (a) Distribución de los esfuerzos verticales y (b) su cambio con respecto a la condición sin refuerzo, en el estrato equivalente para diferentes valores de μ ($h=15\text{cm}$, $M_{Reeq}=100\text{MPa}$).

De las Figuras 15 y 16 se observa como indudablemente el tipo de interacción afecta en el trabajo mecánico del geosintético en cuanto a cómo refuerza la estructura de pavimento para ambas componentes, horizontal y vertical. Se logra demostrar que conforme se da un acercamiento a las condiciones ideales, traducido como un valor del coeficiente de fricción mayor, hay un aumento en el trabajo del geosintético en la estructura, en términos del aporte al confinamiento por restricción lateral. También se nota como la componente vertical, referente al aporte del efecto de membrana, una tendencia a aumentar los valores de los esfuerzos verticales, sin embargo estos valores son poco significativos en cuanto a su magnitud. A partir de esto, es notoria la importancia de desarrollar de técnicas constructivas adecuadas durante el proceso de construcción del pavimento con este tipo de elementos, de modo que se desarrolle el mayor estado de fricción del geosintético, con la finalidad de acercarse al estado ideal que sería en contacto completo, donde las partes en contacto no experimentan fricción y por ende tampoco deslizamiento.

Como complemento a la información anterior con base en el análisis realizado, se grafica en la Figura 17 el valor de los desplazamientos verticales a nivel de la subrasante, con la finalidad de comprobar si el supuesto de deformación del geosintético establecido por Giroud y Noiray, se adecúa a las condiciones desarrolladas en la estructura.

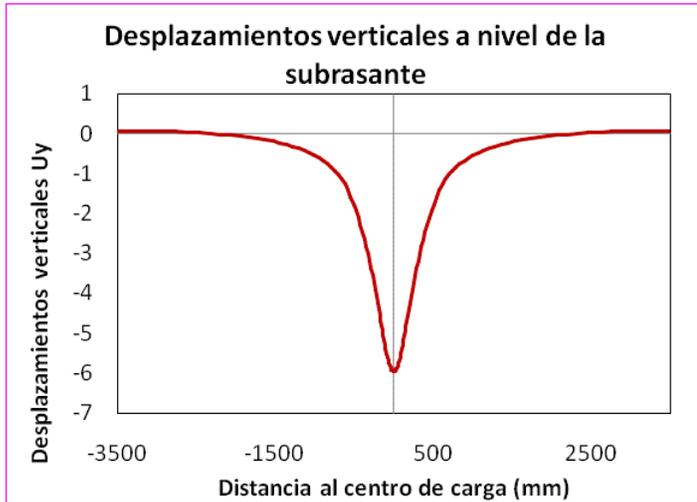


Figura 17. Desplazamientos a nivel de la subrasante, teoría de Giroud y Noiray y teoría elástica

En la Figura 17 se evidencian las diferencias con la teoría de Giroud y Noiray, porque primero ésta supone un desplazamiento del geosintético por encima de su posición original, y segundo supone un comportamiento del desplazamiento parabólico, que en apariencia no ocurre.

Discusión a la teoría de Giroud y Noiray versus el análisis mecánico con un modelo de elemento finito

De las Figuras mostradas en la sección anterior (Figuras 10 a 16), fue posible definir que el trabajo mecánico del geosintético sobre el paquete estructural del pavimento se asocia al efecto de confinamiento por restricción lateral, que aparentemente tiene una mayor influencia que el efecto de membrana del pavimento al entrar éste en tensión. Esto se contrapone a la proposición de distribución piramidal 2:1 de los esfuerzos verticales y horizontales de Giroud y Noiray (1981). Respecto a los valores de deformación se nota que efectivamente se reducen, producto de la mejora del paquete estructural efectuado por el incremento del efecto de confinamiento mencionado anteriormente.

Por otro lado la Figura 15 indica con claridad que el tipo de interacción de contacto entre el geosintético y la capa granular tiene una gran influencia en el trabajo mecánico que éste desarrolle, por lo que las técnicas constructivas tienen un alto impacto en el desarrollo de la capacidad mecánica de estos elementos en las estructuras de pavimento.

Finalmente, en la Figura 17 se muestra que la deformación del geosintético, al ser colocado en la interfase suelo – estructura de pavimento, igualmente obtenido de las modelaciones realizadas con el programa ABAQUS para las teorías de elasticidad, es diferente a la supuesta por la teoría formulada por Giroud y Noiray, de una distribución piramidal que produce zonas cóncavas bajo la carga y zonas convexas en el medio, que suben y bajan del nivel inicial en que se colocó el material.

Conclusiones y recomendaciones

Entre las principales conclusiones obtenidas mediante esta investigación se encuentran:

El trabajo mecánico que desarrollan los geosintéticos en las estructuras de pavimento se podría atribuir al aporte al confinamiento por restricción lateral de las capas granulares, contrario a lo que la teoría tradicional de Giroud y Noiray menciona, que es debido al efecto de membrana.

El tipo de interacción (fricción desarrollada entre las capas) entre el geosintético y la capa de material granular es un elemento importante en el aporte mecánico que el geosintético le pueda dar a la estructura, lo que revela la importancia del desarrollo de técnicas constructivas adecuadas.

Con el refuerzo de las estructuras de pavimento por medio del uso de elementos geosintéticos, se evidencia una reducción en las deformaciones a nivel de la capa de material granular, principalmente en la componente vertical. Esto es producto de la mejora en las propiedades mecánicas de la capa granular por el incremento del confinamiento como resultado del aumento en la restricción lateral que se genera con la colocación del geosintético, y que por tanto reduce los esfuerzos (Figura 18).

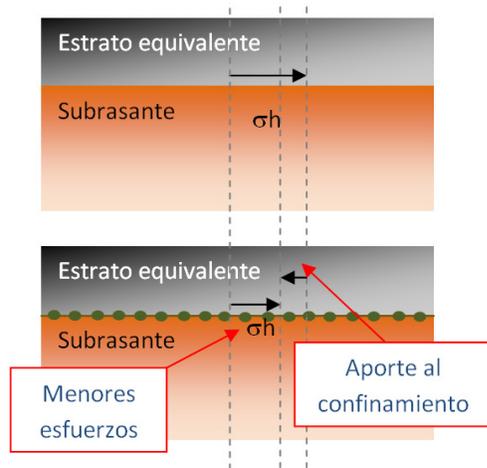


Figura 18. Aporte al confinamiento por restricción lateral

Además, la teoría de Giroud y Noiray se desarrolla únicamente para materiales geotextiles, dejando de lado las geomallas, que por sus características generan mayor aporte a la función de refuerzo, y los geocompuestos que pareciera intentan las dos funciones principales de los materiales geosintéticos en los pavimentos, que son el refuerzo y la separación.

Otra de las deficiencias de la teoría de Giroud y Noiray es que fue desarrollada para caminos de lastre sin pavimentar, por lo que debe ser modificada de manera que se considere el comportamiento mecánico de las capas que definen un pavimento flexible tales como: la subrasante, subbase granular, base granular, bases estabilizadas, y carpeta asfáltica.

También se logró observar del análisis que el supuesto de la deformación desarrollada por el geosintético, el cual se basa en una serie de parábolas, no es del todo correcto, lo que demuestra nuevamente que es necesario el desarrollo de una metodología de diseño más apropiada.

En resumen, es necesario el desarrollo de nuevos métodos de diseño de pavimentos reforzados con geosintéticos, ya que se evidencia que la teoría de Giroud y Noiray, más utilizada hasta la actualidad, tiene una serie de limitaciones en sus supuestos, con el comportamiento real del geosintético como refuerzo de pavimentos. Esto, porque los geosintéticos son una alternativa que ha mostrado ser una solución adecuada en el proceso de diseño a la gran problemática que representan los suelos blandos de subrasante.

Referencias

- [1] [ASTM] American Society for Testing and Materials. 2011. Normas referentes a geosintéticos.
- [2] Bender, D. A., and Barenberg, E. J. (1978), Design and Behavior of Soil-Fabric- Aggregate Systems. Transportation Research Record No. 671, Transportation Research Board, Washington, D.C., pp. 64-78.
- [3] Kinney, T., and Barenberg, E. 1980. The Strengthening Effect of Geotextiles on Soil-Geotextile-Aggregate Systems, Proceedings of the Second International Conference on Geotextiles, Las Vegas, NV, pp. 347-352.
- [4] Steward, J., Williamson, R., and Mohny, J. 1977. Guidelines for use of fabrics in construction and maintenance of low-volume roads. Rep. FHWA-TS-78-205, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- [5] Giroud, J., & Noiray, L. 1981. Geotextil Reinforced Unpaved Road Desing. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE. Vol 7. No GT9. 1233-1254.
- [6.a] Giroud, J.P. and Han, J. 2004a. Design method for geogrid-reinforced unpaved roads—Part I: theoretical development, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(8), 776-786.
- [6.b] Giroud, J.P. and Han, J. 2004b. Design method for geogrid-reinforced unpaved roads—Part II: calibration and verification, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(8), 787-797.

Reciclaje de aguas lluvias para uso en viviendas

Recycling rainwater for use in housings

INFORMACIÓN DEL ARTICULO

Historial del artículo:

Recibido
17-08-2011
Aceptado
29-05-2012
Publicado
20-12-2012

Palabras Claves:
Reciclaje
Sustentabilidad
Agua lluvia

ARTICLE INFO

Article history:
Received
17-08-2011
Accepted
29-05-2012
Available
20-12-2012

Keywords:
Recycling
Sustainability
Rainwater

Lira G.¹

**1 Departamento de Ingeniería de Obras Civiles, Universidad de La Frontera, Chile.
glira@ufro.cl, phone: 56-45-325685**

RESUMEN

En el contexto de la edificación sustentable y la crisis mundial del agua, el presente artículo, analiza la factibilidad técnico - económica de implementar un sistema de aprovechamiento de las aguas lluvias en viviendas para la ciudad de Temuco (Chile).

Se mencionan reseñas históricas respecto a los sistemas de aprovechamiento de aguas lluvias. También, se describen los componentes básicos de un sistema de reciclaje, para luego analizarlos en 3 usos con sus costos y amortización:

1. Riego y lavado de autos.
2. Riego, lavado de autos, WC y lavado de ropas.
3. Riego, lavado de autos, WC, lavado de ropas y consumo humano.

Finalmente se concluye que el sistema más factible, es el aprovechamiento de aguas lluvias para riego y lavado de autos. Esto considerando que no se necesita contar con equipos sofisticados, los que se pueden encontrar localmente. Se concluye además que mientras más jardín tenga una vivienda (m²), más ahorro se puede generar en el consumo de agua potable y en el tiempo de amortización.

Abstract

This paper analyses the economic and technical feasibility of implementing a system to exploit the houses' rainwater in Temuco City (Chile), which is important in the current context of sustainable construction and the worldwide water crisis.

We mention some historical facts regarding the rainwater exploitation systems as well as their main basic components. Then, we analyses the costs and benefits of using the recycled water in three different ways. Namely,

1. Irrigation and car washing.
2. Irrigation, car washing, WC, and laundry.
3. Irrigation, car washing, WC, laundry, and human consumption.

Finally, we conclude that the most feasible system is the use of rainwater for irrigation and car washing. This conclusion considers the fact that the equipment required for this alternative is not sophisticated and it is locally available. We also conclude that the larger the garden size of the house (in terms of m²) the higher is the saving in potable water consumption and the shorter is the period in which the investment cost is totally paid.

1. Introducción

En nuestro planeta, del total de los recursos hídricos, el agua dulce solamente representa el 2,5%. Estos 2,5% están distribuidos en un 68,7% en glaciares, 30,1% en aguas subterráneas, mientras que sólo un 0,8% aflora en aguas superficiales.

Actualmente, la Organización de las Naciones Unidas estima que la cuarta parte de la población mundial carece de agua potable y que esta proporción se duplicará dentro de veinte años debido al calentamiento global y al crecimiento de la misma. Es por eso que uno de los problemas más graves que deberá enfrentar el mundo es la escasez de agua potable en los próximos años. Fig N°1.

Existen países que están aplicando sistemas para lograr el uso más eficiente de las aguas, tales como los del norte de Europa, que son más responsables con respecto a esta problemática. Por eso, para evitar que la escasez del agua pueda afectar también a nuestro país, es necesario hoy, implementar en la conciencia de la población, el uso eficiente y el ahorro en el consumo diario de este vital elemento.

En base a datos aportados por compañías privadas que proveen el servicio, la Superintendencia de Servicios Sanitarios (SISS) elaboró un estudio de consumo doméstico hecho en el año 2007 y 2008, llegando a la siguiente conclusión: En Chile no hay consumo responsable del agua. Se estima que 100 litros mensuales por habitante son suficientes para no afectar su calidad de vida. Sin embargo, el estudio afirmó que el consumo de los chilenos varía entre los 119 y los 173 litros al mes, niveles muy superiores a los que realmente se requieren.



Figura 1. Crisis del agua

La empresa Aguas Araucanía S.A., de Temuco, después del estudio del consumo, concluyó que el gasto medio diario de cada habitante llegó a los 128 litros, en tanto que en el periodo estival alcanza 157 litros y en invierno 112 litros, lo que significa que el gasto per cápita se ubica en la zona intermedia.

El estudio realizado por la Superintendencia de Servicios Sanitarios tiene por objetivo que los ciudadanos sepan cuánto están consumiendo, de manera que en el futuro puedan cuidar la economía del hogar y mejorar su calidad de vida, como también para preservar el uso de un recurso escaso como es el agua.

Aunque Aguas Araucanía S.A. afirma que Temuco se encuentra en zona intermedia, siendo esta región, una zona con una pluviometría anual que alcanza a 1250 milímetros concentrada en los meses de invierno, se estima que es posible implementar algún sistema eficiente de un uso alternativo del agua lluvia en las viviendas, para disminuir el consumo del agua potable, la cual cada vez requiere de mayores inversiones para su producción.

2. Distribución del Agua

El agua cubre aproximadamente el 70% de la superficie de la tierra, en su mayor parte agua salada y el resto agua dulce, sin embargo, a pesar de su aparente abundancia, sólo una pequeña fracción del 2,5% es agua dulce. La distribución del 2,5% de esta agua se encuentra presente en los glaciares, aguas subterráneas y aguas superficiales, dentro de las aguas superficiales están los ríos, lagos, humedad del suelo y otras humedades. Teniendo su mayor concentración en los glaciares, sin embargo, lejos de los ámbitos poblados.

La atmósfera terrestre contiene aproximadamente 13.000 km³ de agua. Esto representa el 10% de los recursos de agua dulce de la tierra que no se encuentran en las aguas subterráneas, en los casquetes polares ni en el permafrost. El flujo de las aguas dulces procede de las aguas lluvias, y de la escorrentía proveniente del derretimiento del hielo y de la nieve. Fig. 2.-

El agua dulce es de vital importancia para el consumo humano y uso doméstico, es por eso que la calidad del agua pasa a ser una constante preocupación para los usuarios y autoridades.

El aporte del ciclo hidrológico del agua no ofrece garantías a la humanidad, ya que sólo dos tercios de la población mundial reciben una cuarta parte de las precipitaciones anuales del mundo. Por ejemplo: el 20% de la escorrentía media mundial por año corresponde a la cuenca amazónica, una vasta región con menos de 15 millones de habitantes, que es una minúscula fracción de la población mundial. Norteamérica tiene la mayor cantidad de agua

dulce disponible, con más de 19.000 metros cúbicos per cápita por año. En cambio, en Asia (incluido el Medio Oriente) la cantidad per cápita es apenas 4.700 metros cúbicos. Y en África y Medio Oriente, están los países que enfrentan escasez absoluta o estacional de agua.

Sin embargo, a pesar de lo abundante que es el agua en algunas zonas del planeta, uno de los mayores problemas que enfrenta el ser humano hoy es la escasez de dicho recurso. Además, a medida que la población va creciendo, aumenta más aun la cantidad de países que confrontan este problema. Otros factores de la escasez están también el desarrollo tecnológico, la urbanización masiva e incluso el calentamiento global.

La competencia por el suministro del agua dulce va produciendo problemas sociales, económicos y políticos. En los países que tienen mayor disponibilidad utilizan el agua ignorando el suministro disponible en los países que no la tienen. Además es preocupante observar la diferencia de costo que tiene el agua en los diferentes países del mundo, en Malasia un metro cubico de agua cuesta \$20 USD, en cambio en los EE.UU. el costo de agua es de \$0,10- \$0,15 USD, lo cual indica que un país pobre paga hasta 200 veces más que un país rico. Además el valor del agua embotellada ha alcanzado valores por litro mayores a los de la leche y la gasolina, por lo que se puede considerar que a medida que la problemática del agua se va incrementando, traerá catástrofes a nivel internacional tales como son: las guerras, hambrunas, miserias, sequias y migración.

En general en el mundo existe un mal uso del agua, el sistema de riego inapropiado para el sector agrícola, la fijación inadecuada del precio, etc. El desperdicio del agua es otro tema importante a analizar, como el agua se ha convertido en un elemento fundamental para la vida humana, sin embargo, en algunos países aun lo siguen desperdiciando.

Se estima que la distribución del consumo promedio diario de agua por persona, es aproximadamente la siguiente: 36% en el inodoro; 31% en higiene corporal; 14% en lavado de ropa; 8% en riego de jardines, lavado de automóviles, limpieza de vivienda, actividades de esparcimiento y otras; 7% en lavado de utensilios de cocina y vajilla, y 4% en bebida y alimentación.

De lo anterior, se puede dar cuenta de que el inodoro usa bastante cantidad y muchas veces las personas no perciben su importancia y gasto que puede implicar.

Hoy tanto en los países pobres como en los en vía de desarrollo, se puede ver una crisis de la escasez del agua, además con la creciente explosión demográfica y el deterioro de la calidad, la población se ve afectada tanto por la falta del agua potable, como por su salud y bienestar.

En el año 1950 no más de diez países tenían este problema, sin embargo, en el año 1995, 31 países con una población de más de 458 millones de habitantes enfrentaron la tensión hídrica. No obstante, el consumo se ha duplicado desde a mediado del siglo XX. En los países más desarrollados consumen 12 veces más que los países pobres. La ONU sostiene que las grandes ciudades europeas debido a la fuga en sus cañerías pierden hasta 80% del agua. En Indonesia cada año gastan más de 50 millones de dólares en hervir agua para su uso doméstico. Y en los países en vía de desarrollo, más del 90% de las aguas residuales van a los lagos y ríos directamente, sin depuración.

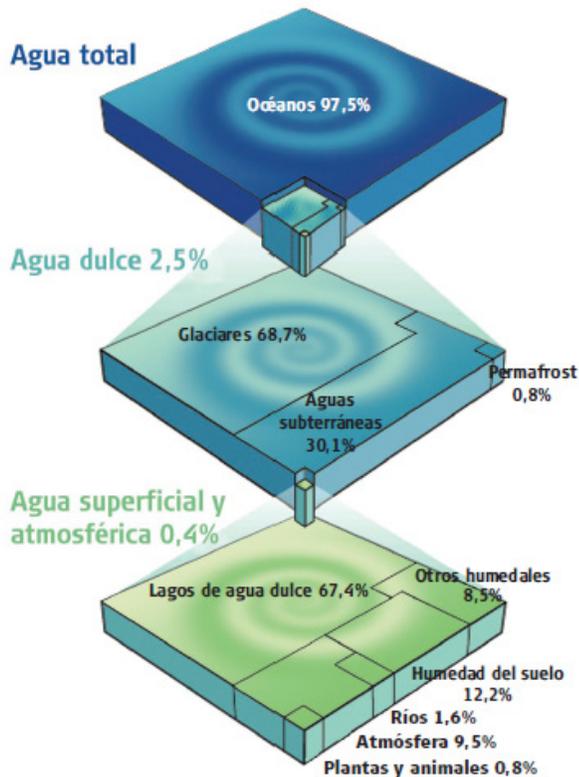


Figura 2. Distribución del agua

3. La crisis mundial del Agua

A medida que va aumentando la población, aumenta el número de países que confrontan condiciones de escasez de agua. Cuando un país se enfrenta a una escasez de agua, es decir, experimenta tensión hídrica, la cual significa que el suministro anual de agua desciende a menos de 1.700 m³ por persona. Y cuando el agua desciende a menos de 1.000 m³ por persona, entonces el país tendrá amenaza en su producción de alimentos y obstaculiza el desarrollo económico.

Según las cifras entregadas por UNESCO aproximadamente 1.000 millones de personas sufren de la escasez de agua en la actualidad y que para el año 2025 esta podrá alcanzar hasta 3.000 millones. Este problema es crítico, particularmente en los países del Norte de China, Norte de África y Este de Asia. Si la cantidad de población del mundo sigue aumentando, es evidente que se necesitará más agua para alimentarla. Además con el calentamiento global como otra causa, las sequías y la falta de lluvias en algunos países del mundo, hace que sus caudales de lagos, ríos y embalses disminuyan sus niveles.

Una de las principales preocupaciones de los gobiernos es justamente la crisis del agua, a medida que la situación va intensificando, la tensión que enfrentan es cada día mayor. Es por eso que todos están buscando una solución radical al dicho problema, encontrándose como una de las alternativas la privatización del agua para hacer más eficiente su producción y distribución, lo cual implica mayor costo para los usuarios pero asegura el servicio.

Para el imperio romano, el trigo era fundamental, en estos últimos tiempos, el petróleo es visto como materia prima estratégica, y se está dispuesto a ir a la guerra por esto. Sin embargo, el agua ha comenzado a tomar un papel preponderante, ya que este recurso pasó a ser un elementopreciado por muchos países. Sin duda alguna en el siglo que viene, ya no se hará la guerra por el petróleo sino por el agua (oro azul). "Las guerras del siglo que viene será provocadas por la falta de agua." (Vicepresidente del banco mundial, 2001). Fig 3.-



Figura 3. Guerra por el agua

4. La situación en Chile

Chile es uno de los países privilegiados a nivel mundial en cuanto a la disponibilidad de recursos hídricos de superficie, cuenta con una de las mayores reservas de este recurso en campos de hielo sur, en la zona austral. Sin embargo, este patrimonio está irregularmente distribuido a lo largo del territorio nacional, debido a las diversas condiciones físicas y climáticas, encontrándose zonas de gran abundancia en las regiones del sur y escasísima disponibilidad en las regiones del norte.

Según la Dirección general de agua (DGA), la precipitación media anual es de 1.522 mm, pero la distribución de estas es variable dada la gran diversidad de climas que presenta el país. Desde el norte del país hasta la región Metropolitana la disponibilidad de agua es menos de 1.000 m³ por habitante al año, lo que se considera bajo de acuerdo a estándares internacionales, según la Dirección General de Aguas. Y desde la VI a la IX Región la disponibilidad crece a entre 6.000 y 30.000 m³, lo que se considera holgado, y desde la X Región al sur del país la provisión es de más de 100.000 m³.

En el norte de Chile, conocido como uno de los desiertos más áridos del planeta, la disponibilidad del agua en las tres primeras regiones también es escasa. Se puede decir que el recurso hídrico en el norte chileno está prácticamente agotado, según DGA el balance general de agua a nivel regional está en negativo. (Escasez de precipitaciones). Fig. 4.-



Figura 4. Escasez de agua en los esteros de la provincia de Choapa.

Para los usos de aguas en Chile, el código de aguas vigente estableció una nueva categoría de derechos: consuntivos y no consuntivos.

El uso consuntivo, consiste en la utilización de los recursos hídricos para el consumo, impidiendo su reutilización o su reintegro al cauce en las mismas condiciones. (minería, industria, riego agrícola y consumo doméstico).

El uso no consuntivo, que utiliza el recurso hídrico sin consumirlo, devolviendo las aguas a su cauce. (hidroeléctricas).

En la actualidad la demanda de aguas para uso consuntivo muestra una distribución desigual. En las regiones Metropolitana, VI, VII y VIII son las que demandan mayor volumen de agua.

En las dos primeras regiones del país se observa que los usos domésticos, mineros, industriales y agrícolas se encuentran de manera equilibrada, mientras que en la III región predomina el uso minero y agrícola. En la región V y Metropolitana predominan el uso doméstico y en las regiones VI y IX es absolutamente uso agrícola, en cambio para las regiones de la X al sur los usos son pocos significativos. Con respecto al uso no consuntivo se concentran preferentemente entre las regiones VII y VIII (Hidroelectricidad).

Según la Dirección General de Aguas, proyectan que las demandas de aguas para un periodo de 25 años (1997 – 2017) duplicarán los requerimientos de agua para uso consuntivo (uso doméstico, mineros e industriales)

Para usos domésticos: de consumo, aseo personal, cocina, inodoro, riego de jardines, llenado de piscina, entre otros. Para ello se utiliza el agua potable, sin embargo, se está gastando inconscientemente este recurso tan apreciado hoy en día. Es por eso que a pesar de que en la zona centro sur a diferencia del norte de Chile, no existe el problema de escasez de agua muy evidente, pero en el caso de la novena región de La Araucanía el gasto medio diario por habitante es de 128 litros, significa que se deben implementar cambios en los hábitos de consumo en los habitantes.

La escasez de agua dulce es una amenaza que se tendrá que enfrentar y los especialistas afirman que se necesita un trabajo a largo plazo, y que solo hay que crear conciencia entre la ciudadanía. Es decir, racionar el uso del agua para los distintos ámbitos: doméstico, riego e industrial.

En algunos países ya están implementando sistemas para el uso eficiente de las aguas, tales como: reciclaje de aguas lluvias y de aguas grises.

El agua lluvia es un componente esencial del ciclo hidrológico. Además en muchas partes del mundo es posible disponer de este recurso en cantidades para el consumo humano.

5. Sistema de aprovechamiento de Agua Lluvia

El sistema de captación de agua lluvia consiste en interceptar el agua antes de continuar en el ciclo natural, para su aprovechamiento en diferentes usos. La superficie generalmente es la techumbre, donde se minimiza la contaminación. Todos los sistemas tienen básicamente tres componentes: superficie de captación, sistema de conducción y depósito de almacenamiento, pero dependiendo de su complejidad y uso, estos pueden tener adicionales: Sistema de distribución (por gravedad o por bombeo) y el tratamiento (desinfección), por lo tanto, implica mayores costos.

Desde el comienzo de la civilización, el hombre ha aprovechado como primera fuente de abastecimiento, consumo y vía de transporte, el agua superficial, es por eso, que las civilizaciones se encuentran cerca de los ríos para poder realizar sus cultivos. En paralelo en otras zonas comenzaron a utilizar el agua lluvia como alternativa de riego. En la historia se han utilizado diferentes formas de captación de aguas lluvia, además es una práctica ancestral, estas técnicas fueron aplicadas en Palestina y Grecia hace 4.000 años y en el sur de Asia durante los últimos 8.000 años, sin embargo, estas tecnologías sólo se comenzaron a estudiar recientemente.

En la antigua Roma, las viviendas de clases altas conocidas como Domus, contaban con un estanque en el Atrium o patio situado en la entrada de la casa, el impluvium, que almacena las aguas lluvias que recoge el compluvium, abertura en el centro de la cubierta con pendiente orientado hacia el interior. El agua recogida era utilizada para consumo y para refrescar el ambiente. Fig. 5.-



Figura 5. Compluvium en viviendas, Roma

Hoy los sistemas de aprovechamiento de agua lluvia son producto de las necesidades del ser humano, de los recursos disponibles (precipitación, materiales de construcción) y de las condiciones climáticas de cada región. Esta técnica es practicada en muchas culturas en regiones húmedas y áridas, en contexto de pobreza y de riqueza.

En Tokio, Japón, existen sistemas de aprovechamiento de aguas lluvias llamadas: "Ronjinson" que se encuentran en vía pública del distrito de Mukojim. Este consiste en recibir el agua lluvia del techo, el cual es almacenado en un pozo subterráneo, y para su extracción se utiliza una bomba manual. La aplicación de estas aguas es para el riego de jardines, aseo en general y combatir incendios. Fig. 6.-

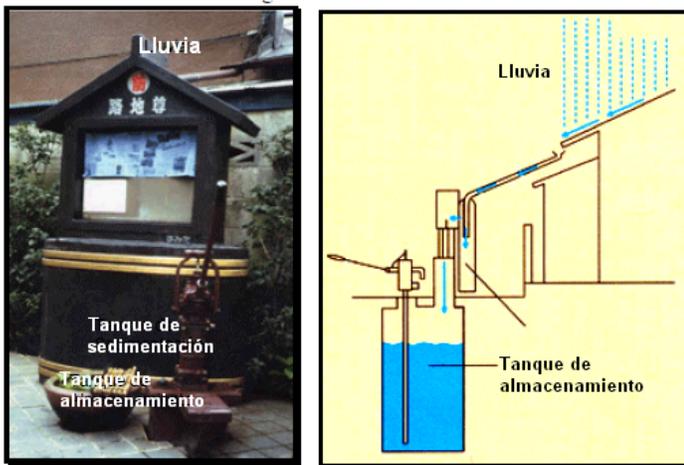


Figura 6. "Ronjinson", instalación para la utilización de aguas lluvias en Tokio, Japón

En Estados Unidos, los sistemas de aprovechamiento son muy utilizados, como es el caso de los Estados de: Hawaii, Washington, Nuevo México, Texas, Virginia y las Islas Vírgenes, entre otros. Se estima que hay más de medio millón de personas estadounidenses que utilizan sistemas de aprovechamiento de agua lluvia para uso doméstico, agrícola, comercial o industrial.

6. Ejemplos contemporáneos de aplicación de reciclaje de Agua Lluvia

En la actualidad se están construyendo edificios con reutilización de recursos naturales como es el agua y la generación de energía eléctrica para su propio consumo. Dentro de la tendencia en la infraestructura están los "edificios inteligentes" que deben ser autosuficientes en la generación de energía y abastecimiento de agua.



Figura 7. Torre Hearst, Nueva York

La torre Hearst tiene 182 metros de altura, con 46 niveles en total. Fue diseñada para un consumo altamente eficiente de energía y administración del uso del agua. El diseño permite recolectar 14 mil galones de agua lluvia en un tanque que se encuentra en el sótano y su utilización es para reemplazar el agua que se pierde en la evaporación del sistema de aire acondicionado y alimentar el sistema de riego de plantas interiores y árboles de la avenida. Se calcula que este sistema permitirá rebajar un 25% en el consumo. Además la lluvia recolectada también será aprovechada en el ice-fall (escultura de agua ubicada en el lobby) con el fin de enfriar el ambiente. Fig. 7.-

En estos últimos años, cada vez se habla más del aprovechamiento de agua lluvia, y no solo por motivos medioambientales sino también por motivos económicos.

El consumo promedio de agua por persona es aproximadamente 150 litros diario. Sin embargo, la mitad de dicho consumo se destina al inodoro, lavadora, limpieza en general y riego, que no necesariamente tiene que ser con la calidad del consumo humano, por lo tanto una medida eficaz de disminuir y ahorrar el consumo de agua potable es implementar sistema de aprovechamiento de agua lluvia, es decir, recoger el agua de los tejados y almacenarlo en un tanque para posteriormente destinarle el uso correspondiente.

7. Diseño

Para el diseño del sistema se debe tener presente, que el agua lluvia suele ser captada en meses precisos y que debe conservarse para ser utilizada durante el periodo posterior, por ende, es importante la calidad del agua.

El sistema de captación de agua lluvia está compuesto básicamente por los siguientes componentes: Fig. 8.-

- Superficie de captación
- Sistema de conducción (canales y tuberías)
- Interceptor de primeras aguas (Filtro)
- Depósito de almacenamiento
- Sistema de gestión y control. Aparato imprescindible para informar la reserva de agua de lluvia y conmutar con el agua de la red cuando sea necesario.



Figura 8. Sistema básico de captación de aguas lluvias
Fuente: Guía de Diseño para Captación de Agua de Lluvia. CEPIS, 2004.

8. Superficie de captación

El área de captación es la superficie destinada para recibir las aguas lluvias. Generalmente se utiliza la techumbre de las viviendas para la recolección, donde además para facilitar su escurrimiento, es necesario considerar pendientes adecuadas. También debe ser de fácil limpieza para su posterior mantención.

9. Sistema de conducción

El sistema de conducción se refiere al conjunto de canaletas (tuberías) que conducen el agua lluvia desde el área de captación hasta el lugar de almacenamiento. Generalmente se utilizan canaletas de PVC para la conducción, ya que es un material liviano, resistente al agua y fácil de unir entre sí para evitar fugas. Fig. 9.-

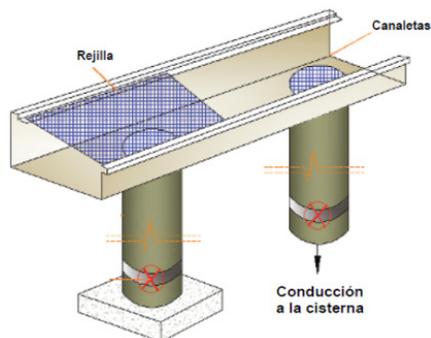


Figura 9. Canaletas con malla para evitar el ingreso de hojas

Se debe diseñar el sistema de conducción (canaletas, bajadas, prefiltros en las bajadas y las conducciones hasta el depósito de almacenamiento), con la suficiente capacidad para que las lluvias de intensidad no sobrepasen la capacidad de conducción desde los techos hasta el depósito, para no perder agua lluvia. (Normas básicas para el manejo de los recursos hídricos en el ámbito rural para consumo humano, Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria, 2008).

9. Interceptor de primeras aguas

El prefiltro es el proceso para separar las partículas sólidas del agua. Cuando el agua es captada en los techos, se debe instalar un tanque para almacenar temporalmente las primeras aguas lluvias contaminadas por basuras, hojas de árboles, para utilizarla en riego u otra aplicación que no requiera una alta calidad del agua.



Figura 10. Tanque de recepción de las primeras lluvias

10. Deposito de almacenamiento

Dentro de los depósitos de almacenamiento para aguas lluvias se encuentran las cisternas o tanques. Estas pueden ser de plástico, metales, de ferro-cemento, de concreto reforzado o de madera. El almacenamiento debe ser impermeable para evitar la pérdida de agua. Fig. 10.-, Fig. 11.-

El depósito es el componente del sistema que determina la capacidad de almacenamiento de agua, es decir, la cantidad máxima que podrá ser aprovechada en un momento determinado. Además este elemento es lo más caro del sistema ya que debe cumplir con un óptimo almacenamiento, impidiendo el ingreso de luz solar y el calor que pueda generar problemas de proliferación de microorganismos no deseados.

Además es importante dimensionarlo correctamente, de manera que se pueda aprovechar el máximo de agua posible, sin sobredimensionar el equipo incurriendo en costos innecesarios. Por lo tanto, se debe realizar un estudio que contemple la pluviometría histórica de la zona. Tabla 1.-



Figura 11. Cisterna prefabricada de plástico

Existen varias empresas que fabrican y venden cisternas de plástico u otros materiales. En este caso simplemente se excava una fosa (o se colocan encima del suelo como tanques) y se inserta la cisterna prefabricada. Esto tiene la ventaja de una larga duración y menor costo de instalación.

Dentro de los sistemas existentes de captación de aguas lluvias está el sistema Graf. La Empresa Otto Graf ha desarrollado soluciones eficientes y de alta calidad desde hace 45 años. Además es el líder en ventas en sistema de recuperación de aguas lluvias en Europa.

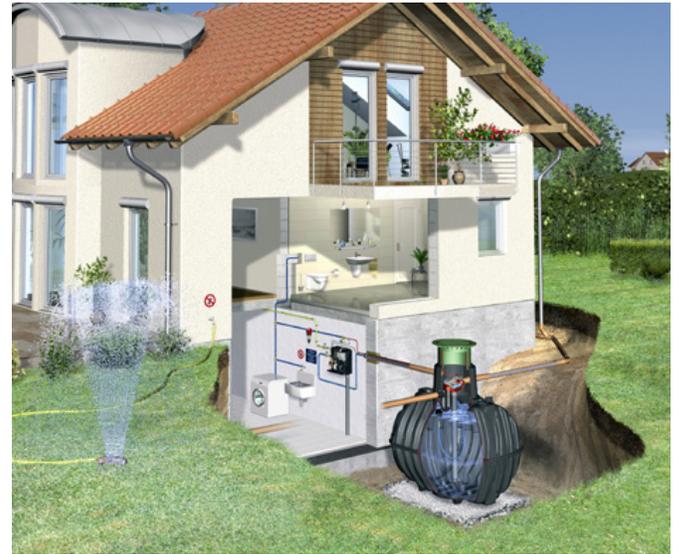


Figura 12. Sistema GRAF

La instalación de un sistema de aprovechamiento de aguas pluviales es un sistema complementario para ahorrar el consumo de agua potable, ya que dependiendo de las condiciones climáticas, la cantidad de aguas recolectadas puede variar. Tabla 1.-

Año	Meses	Promedio (mm)
2005	Agosto - Diciembre	550,2
2006	Enero - Diciembre	1543,4
2007	Enero - Diciembre	977,9
2008	Enero - Diciembre	1105,2
2009	Enero - Diciembre	1328,4
2010	Enero - Julio	557,2
	Promedio (mm)	1212,46

Con respecto al diseño del sistema, los depósitos de almacenamiento pueden ir instalados en superficie o enterrados en función de las necesidades y limitaciones del usuario para elegir uno u otro tipo de depósito. Se suele optar por elegir depósito enterrado, ya que mejora considerablemente las condiciones de almacenamiento de agua al minimizar el ingreso de rayos de luz y calor. Sin embargo el optar por esta elección, implica un incremento en los costos de la instalación.

Se puede implementar este sistema que sirve para una sola vivienda, sea aislada o adosada. Las dimensiones para estos casos no suelen ser excesivas teniendo en cuenta el número de usuarios. En cambio, cuando el sistema es destinado a aplicaciones colectivas (edificios) entonces la instalación se hace más compleja.

Para una vivienda que está en proceso constructivo no presenta mayores problemas para la instalación de dicho sistema, sin embargo, para construcciones existentes pueden presentar algunas complicaciones debido al limitado espacio disponible para colocar el depósito de almacenaje de aguas lluvias y las dificultades para instalar los conductos de agua. La dificultad de combinar las instalaciones de conductos de aguas lluvias (necesarias para el uso en el interior de viviendas) con los conductos preexistentes de agua potable de red es una de estas dificultades.

Antes de llevar a cabo el diseño, se deben definir los usos para las aguas recogidas:

1. Riego de jardín y lavado de autos.
2. Riego de jardín, lavado de autos, WC y lavado de ropas.
3. Riego de jardín, lavado de autos, WC, lavado de ropas y consumo humano.

Los usos simples como el riego de jardín, lavado de autos, WC y lavado de ropas, no requieren tratamiento a las aguas, ya que no se destinan al consumo humano. En cambio cuando son para usos complejos, si necesitan ser tratadas, ya que serán destinadas al consumo humano.

Para determinar la capacidad óptima del depósito de almacenamiento, según el Catálogo de sistema de recuperación de agua lluvia GRAF (Empresa Otto GRAF, 2009) se necesita lo siguiente:

Precipitación promedio anual de la zona donde se instala el depósito. Calculada del promedio entre todas las precipitaciones mensuales. Tabla 1.-

Superficie de recogida de agua: Área en planta del edificio donde se recoge el agua lluvia (No se tiene en cuenta la inclinación del tejado).

Necesidades de agua que se desean cubrir: Volumen de agua para cubrir las necesidades.

Se debe calcular el volumen de agua que se puede recoger, el cual se determina con la ecuación:

Donde,

AR = Agua Recogida (L/año)

PPA= Pluviometría Promedio Anual((L/m²)/año).

C=Cubierta (m²)

F= Factor de aprovechamiento

El factor de aprovechamiento o coeficiente escurrimiento depende del material de la cubierta en donde se recogerán las aguas. Para el tejado y lámina metálica será de 0,9, para hormigón y grava será de 0,8 y para cubierta ajardinada será de 0,5.

Además de estimar la cantidad de agua que se puede recolectar, hay que calcular la demanda de agua para cubrir las necesidades en litros por año de la vivienda:

WC: 46 (L/día) x N° personas x 365 (días/año) (L/año)

Para efectos del cálculo, se considera el número de personas por vivienda igual a 4.

Riego de Jardín: 540 (L/m²)/año x m² (L/año)

Los 540 litros se obtienen de la siguiente forma: el consumo de agua en el riego del jardín en los meses de verano es aproximadamente 6 L/m² por día y considerando como meses de verano igual a 3 meses.

Lavado de auto: 90 (L/mes) x 12 (meses/año) (L/año)

Si el consumo de agua para el lavado de auto es de 3 L/día, entonces, el consumo mensual sería alrededor de 90 litros. (Considerando el lavado del auto una vez al mes).

Lavado de ropa: 17 (L/día) x N° personas x 365 días/año (L/año)

Consumo humano (cocina): 10% del consumo total (Fuente: Superintendencia de Servicios Sanitarios)

= 15 (L/día) x N° personas x 365 (día/año) (L/año)

Una vez determinada la demanda de agua, se suman todas las necesidades y se obtiene la cantidad total anual de agua en litros. Para finalizar el cálculo de la dimensión del depósito, se determina según la ecuación, en donde se busca la media entre el agua que se puede recoger y el agua que se necesita en un año. Y el período de reserva es el tiempo que tiene agua disponible sin que llueva.

$$VD = \left(\frac{APR + AN}{2} \right) \times \left(\frac{21 \text{ días (PR)}}{365 \text{ días}} \right)$$

VD=Volumen Depósito

A P R = Agua que se puede recoger

AN= Agua que se necesita

PR= Periodo de reserva

El multiplicar por 21 en la ecuación proporciona un factor de seguridad para las épocas de escasas lluvias y al dividir por 365 días al año, se obtiene la capacidad del depósito en litros para cubrir tanto la demanda mensual como para almacenar el agua promedio entre todos los meses del año, y para que el sistema alcance el mayor rendimiento posible. Se recomienda además elegir la dimensión del depósito superior a la obtenida (Aumentar el valor en 1 o 2 dígitos en su capacidad en m³), ya que debido al régimen de lluvias irregular conviene tener capacidad para almacenar las lluvias intensas. (Alvarado, 2010)

La potencia para la bomba varía en función de la longitud de los conductos, de la altura desde donde se bombea. Para determinar la altura desde la que se bombea, se necesita tener en cuenta las pérdidas de carga. Según RIDDA, "No aceptándose sobre el punto de salida del artefacto situado más desfavorablemente, una presión menor a 7 m.c.a cuando se abastece desde medios mecánicos, ni velocidad superior a 2,5 m/s en las tuberías exteriores y de distribución principal y 2 m/s en las tuberías de la red interior."

11. Diseño tipo según los usos de las aguas recogidas

Para llevar a cabo el diseño de sistemas de reciclaje de aguas lluvias se considera como base las características de una vivienda que ofrece la empresa Inmobiliaria y Constructora Socovesa en Temuco. La empresa Socovesa es una de las inmobiliarias más grandes del país. Y desde el año 1965 se encuentra presente en la ciudad de Temuco. Tiene una gran variedad de proyectos con diferentes modelos de viviendas nuevas. Para efecto de este estudio, se tomará como ejemplo la vivienda:

Santa María, Labranza. (1 baño)

11.1.- Prefiltro

El prefiltro es un sistema de filtro que se coloca antes de almacenar el agua en el depósito. Éste puede estar instalado en el trayecto de la conducción o al final del mismo. Pueden ser rejillas para retener grandes sólidos como piedras, basuras y hojas. También se puede colocar en esta fase mallas para retener las partículas más finas. El objetivo del prefiltro es evitar al máximo posible la entrada de basura, materia orgánica y otros contaminantes al depósito. Además reduce los costos de cualquier filtración posterior que se quiera hacer. Hay que evitar colocar rejillas con aberturas muy finas en las canaletas, ya que si se obstruyen podrían ocasionar exceso de agua en los techos, al no permitir que el agua fluya rápidamente por la tubería. Como solución a este problema, se puede instalar un tanque de prefiltro como trampa de basura para las primeras lluvias, antes de ingresar al depósito de almacenamiento. Fig. 13.-



Figura 13. Tanque de prefiltro

11.2. Filtro

Este elemento pasa a ser importante en caso que el agua recogida sea utilizada para el consumo humano. Ya que si sólo se requiere el agua para el riego y lavado de auto, entonces basta contar con un prefiltro.

El objetivo de éste es eliminar las partículas más finas y sustancias químicas disueltas que pudieran ser nocivas. En el caso de que el agua se destine al uso potable, se deberá eliminar o reducir el color, olor y sabor del agua, así también la presencia de sales y minerales.

Existen filtros comercialmente disponibles, y su elección dependerá específicamente del material filtrante. Dentro de los materiales de filtración están los siguientes:

Filtro de Carbón Activado: Puede ser del tipo granular que viene en forma de polvo, gránulos o bloque sólido de carbón. Éste permite eliminar el color, olor y sabor del agua, además del cloro y algunos compuestos químicos. Este sistema es similar al filtro de arena.

Filtro de Arena: Es el más utilizado para filtración de aguas con bajas o medianas contaminantes, que requieran una retención de partículas de hasta 20 micras de tamaño. Las partículas en suspensión que lleva el agua son retenidas durante su paso a través de un lecho filtrante de arena. La calidad de la filtración depende de varios parámetros, la forma del filtro, altura del lecho filtrante, características y granulometría de la masa filtrante, velocidad de filtración, etc.

11.3 Desinfección

En caso de potabilizar el agua lluvia, se debe tomar en cuenta la desinfección, ya que el prefiltro y filtro no son suficientes para eliminar las bacterias o microorganismos. La desinfección consiste en eliminar los microorganismos vivos patógenos (que pueden causar enfermedades) como por ejemplo algas, hongos, bacterias y virus. Es necesario, por ende, desinfectar el agua. Este proceso se realiza después de la filtración fina o directamente en la cisterna. En caso de utilizar el agua en el riego (que no impliquen contacto humano), la desinfección puede ser menor o nula.

Dentro de la desinfección, los métodos más utilizados son los siguientes:

Hipoclorito (de sodio o calcio):

El hipoclorito de sodio es un líquido amarillento con una concentración de cloro activo de 10 a 15%. Y el hipoclorito de calcio que es más estable que el hipoclorito de sodio y contiene una mayor concentración de cloro activo (30 a 75%). Los dos sirven para aumentar el pH del agua. La cloración es un método bastante efectivo, económico y simple para desinfectar el agua, pero requiere un manejo cuidadoso, ya que en exceso puede afectar a la salud y al medio ambiente.

11.4. Diseño tipo para reciclaje de aguas lluvias para riego de jardín y lavado de autos.

Si sólo se pretende utilizar el agua recogida para riego del jardín y lavado de autos, el sistema a implementar es bastante sencillo, ya que no es necesario que la calidad del agua sea óptima, además estas aguas no necesitan ser evacuadas a la red de alcantarillado de la vivienda, ya que serán absorbidas directamente por el terreno, por lo tanto, no hay que instalar un remarcador para registrar la cantidad de agua suministrada a la red, es decir, no habrá un costo adicional de alcantarillado por el uso de las aguas lluvias. De lo anterior, el diseño de este sistema para este propósito es muy simple.

Con respecto al depósito de almacenamiento, éste puede ir enterrado o sobre la superficie y el sistema de conducción (canales y bajadas de aguas lluvias) sólo tiene que tener un prefiltro que permita filtrar las partículas sólidas como son las hojas de árboles y basuras antes de ser ingresado al estanque y tener un rebalse que permita evacuar el agua hacia el terreno en caso de llenarse el depósito. En caso de que el depósito fuese enterrado, se requiere una bomba de impulsión para elevar las aguas a los puntos de consumo. La potencia de esta bomba varía en función de la longitud de los conductos, de la altura desde la que se bombea y del caudal máximo probable. Además de considerar una bomba de impulsión, se puede contemplar un equipo hidroneumático, que tiene como función mantener la presión constante, permitiendo que el agua salga a la presión y flujo adecuado.

El reemplazar el uso de agua potable por agua lluvia para el riego, entrega diversas ventajas: el pH del agua lluvia es el más adecuado para las diferentes especies vegetales. Un pH inferior (ácido) o superior (alcalino) puede ser dañino para las plantas. Además, utilizar el agua lluvia para el riego de jardín y lavado de auto, permite un ahorro en el consumo de agua potable.

A continuación, se presenta un diseño esquemático de reciclaje de aguas lluvias para el riego del jardín y lavado de auto en casa. Fig. 14.-

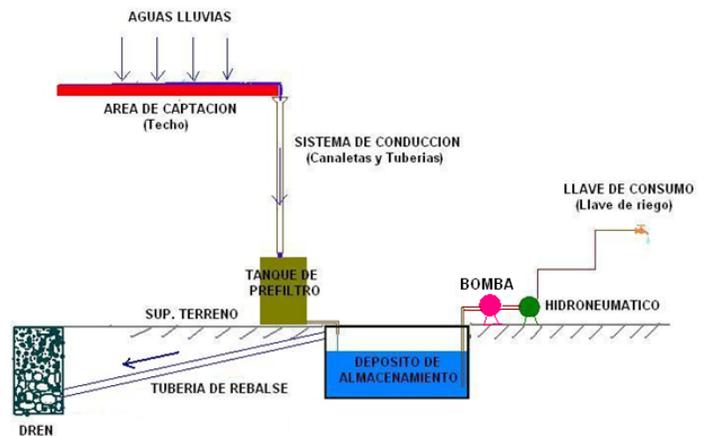


Figura 14. Diseño Esquemático de Reciclaje de Aguas Lluvias para Riego de jardín y Lavado de Autos con sus componentes necesarios

11.5. Diseño tipo para reciclaje de aguas lluvias para riego de jardín, lavado de autos, wc y lavado de ropas.

Aparte de utilizar el agua en el riego y lavado de autos, también se puede usar para el llenado de estanques de WC y lavado de ropas, sin embargo, para estos propósitos aún no se necesita potabilizar el agua recogida. Se estima que para cada descarga de las cisternas de los inodoros se necesita entre 6 a 12 litros y el consumo total destinado para WC es aproximadamente de 46 litros y para lavado de ropas se consume alrededor de 17 litros de agua al día.

La instalación de un sistema de aprovechamiento de aguas pluviales para estos propósitos no tiene porque suplir totalmente determinados consumos, ya que muchas veces no es posible que el estanque cuente con la cantidad suficiente de aguas. Por lo tanto, el reciclaje de aguas lluvias puede ser un sistema paralelo a la red de agua potable de las viviendas. De esta forma, en períodos que no cuente con suficiente cantidad de agua almacenada, se podrá usar agua potable proveniente de la red.

Sin embargo, este sistema requiere de una mayor complejidad que el anterior para su diseño, ya que aparte de contar con un depósito de almacenamiento y prefiltro, también es necesario contar con un filtro más sofisticado (por ejemplo: filtro de piscina). Al igual que en el caso anterior, para conducir las aguas desde el depósito de almacenamiento a los puntos de consumo, es necesario contar con una bomba y un hidroneumático. Además se debe contar con un remarcador que permita registrar la cantidad de agua que ingresa, para que la empresa concesionaria de agua potable pueda cobrar el uso de alcantarillado. La instalación del remarcador debe ser de acuerdo con lo estipulado en las Normas Chilenas. Este debe ser colocado en posición horizontal, salvo aquellos expresamente fabricados para ser colocados en otras posiciones. Los diámetros de las tuberías ubicadas antes y después del remarcador deberán ser igual a lo menos en una extensión de 5 diámetros, o de acuerdo con las especificaciones del fabricante. (Reglamento de Instalaciones Domiciliarias de Agua Potable y Alcantarillado, RIDDA.) El sistema debe incluir también un rebalse que permita sacar el agua del estanque hacia el terreno en caso de llenarse completamente éste. Para mayor claridad de este sistema, se presenta un diseño con los componentes. Fig. 15.-

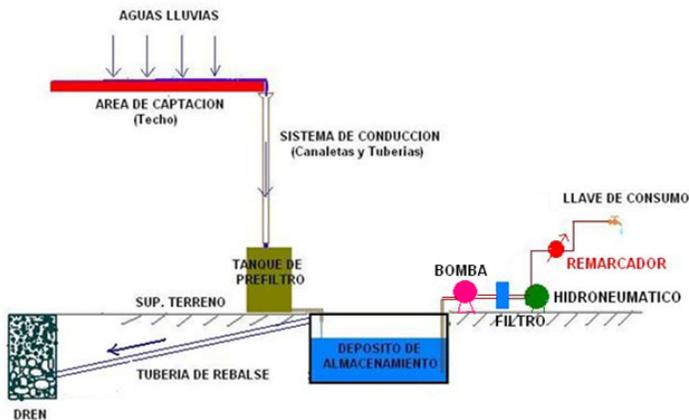


Figura 15. Diseño Esquemático de Reciclaje de Aguas Lluvias para Riego de Jardín, Lavado de Autos, WC y Lavado de Ropas con sus componentes necesarios.

11.6. Diseño tipo para reciclaje de aguas lluvias para riego de jardín, lavado de autos, wc, lavado de ropas y consumo humano.

Dentro de los sistemas de aprovechamiento, éste es el más complejo en comparación con los dos anteriores. Debido a que el propósito del reciclaje no solamente será destinado para riego del jardín, lavados y llenado de cisternas de WC, sino también para el consumo humano. Por lo tanto, es obligación tratar estas aguas, es decir, filtrar (Filtro con carbón activado) y desinfectar (con hipocloritos de sodio o calcio).

Al igual que en el caso anterior, el sistema no tiene que reemplazar completamente el suministro de agua potable de la red, sino que deben ser sistemas independientes en donde no mezclen las aguas lluvias con el agua potable de la red. Como solución, se puede instalar una válvula de retención en el sistema.

La potabilización del agua resulta ser un proceso complejo, además debe cumplir con normativas, debido a que la calidad que deben tener estas aguas es de mayor exigencia.



Figura 16. Diseño Esquemático de Reciclaje de Aguas Lluvias para Riego de Jardín, Lavado de Autos, WC, Lavado de Ropas y Consumo Humano con sus componentes necesarios

12. Ejemplo de diseño para un sistema de aprovechamiento de aguas lluvias para vivienda Socovesa.

12.1. Casa Santa María, Labranza.

Características de la casa: Fig. 17.-, Fig. 18.-

Casa de 56 m². (Precio desde 920 UF)

Casa de 1 piso.

1 Baño.

Cocina.

Cubierta: Plancha zinc prepintado, con una superficie de 72 m² aprox.

Superficie áreas verdes: 79 m² aprox. (Variable según terreno)

Materialidad de bajada de aguas lluvias: PVC



Figura 17. Casa de 56 m², Santa María, Labranza

El diseño del sistema de reciclaje de aguas lluvias para este tipo de vivienda es más pequeño, ya que son pocos los artefactos en donde se utilizará las aguas recogidas.

Lo primero que se debe tener en cuenta antes de diseñar, es la cantidad de aguas que se pueden recolectar, y para esto se llevan los datos a la ecuación para obtener la cantidad de agua recogida en Litros/año.

$$AR \left(\frac{L}{\text{año}} \right) = 1212,46 \left(\frac{L}{\text{m}^2 \text{ año}} \right) \times 72 \text{ (m}^2) \times 0,9$$

$$AR \left(\frac{L}{\text{año}} \right) = 78.567$$

AR = Agua recogida (L/año)

Además de estimar la cantidad de agua que se puede recolectar, se calcula la demanda de ésta para cubrir las necesidades en litros por año, según los usos que se quiere dar a las lluvias.

12.2. Diseño del sistema para riego del jardín y lavado de autos.

Mediante la ecuación se obtiene la cantidad de agua recogida al año. Para determinar el volumen del depósito, se necesita además estimar la demanda de agua para cubrir las necesidades del usuario.

En este caso la demanda de agua sería:

$$RJ \left(\frac{L}{\text{año}} \right) = 540 \left(\frac{L}{\text{m}^2 \text{ año}} \right) \times 79 \text{ (m}^2)$$

$$RJ \left(\frac{L}{\text{año}} \right) = 42.660$$

RJ= Riego Jardín

Y para el lavado del auto

$$LA \left(\frac{L}{\text{año}} \right) = 1.080 \left(\frac{L}{\text{año}} \right)$$

LA= Lavado de Auto



Figura 18. Planta Casa 56 m², Santa María, Labranza



Luego mediante la ecuación, se obtiene el volumen estimado del estanque que se necesita.

La capacidad del depósito estimada sería:

$$VD = \left(\frac{78.567 + 43.740}{2} \right) \times \left(\frac{21 \text{ días (PR)}}{365 \text{ días}} \right) = 3.518 \text{ (L)}$$

VD= Volumen Depósito
PR= Período de Reserva

Según el cálculo anterior, el volumen del estanque es de 3.518 litros, es decir, 3,5 m³. Pero se recomienda en este caso un volumen del estanque para almacenamiento de aguas lluvias de 5,4 m³, o sea 5.400 litros (Dimensión comercial).

Por último, para el diseño de esta vivienda usando agua lluvia para riego del jardín y lavado de autos se debe:

Mantener el sistema de canaletas y tuberías existentes de bajadas de agua.

Emplear tuberías de PVC de 3" de diámetro para conectar desde las bajadas de aguas lluvias hasta el depósito de acumulación.

Colocar rejillas (prefiltro) en los canales para impedir el ingreso de basuras y hojas.

Instalar un estanque de polietileno (enterrado) de 5.400 litros para el almacenamiento de aguas.

Considerar rebalse de tubería de PVC de 3" de diámetro, la cual permitirá conducir las aguas lluvias que rebalsa el estanque de acumulación hacia el terreno.

Considerar las cañerías de conducción de las aguas desde el estanque hacia los puntos de consumo serán de PVC hidráulico de 25mm en el exterior y las interiores de cobre de 3/4" (19mm).

Instalar una bomba de agua (conducir las aguas hacia el punto de consumo) y el equipo Hidroneumático.

Para determinar las características de la bomba, debe tener en consideración lo siguiente:

Gastos Instalados (Ver Anexo A)

Gasto Máximo Probable (Q.M.P)

$$Q. M. P \left(\frac{L}{\text{min}} \right) = 1,7391 \times (QI)^{0,6891}$$

Con la ecuación se obtiene el gasto máximo probable en litros por minuto. En este caso es de 22,09 L/min. Luego, para obtener la altura de presión, se hace mediante una planilla elaborada por la Empresa Koslan, para finalmente seleccionar el tipo de bomba adecuada y el hidroneumático.

Mediante las informaciones entregadas por la planilla de cálculo Koslan, la bomba adecuada para este sistema es la siguiente:

Bomba Periférica de Superficie:

Marca: Pedrollo.

Modelo: PKM60.

Voltaje: 220 V Monofásica.

Potencia: 0,5 HP.

Caudal Máxima: 40 L/min.

Conexión: 1" x 1".

Hidroneumático:

Marca: Varem.

Modelo: MOD.24.

Presión: 6 BAR.

Volumen: 24 L.

Conexión: 1".

12.3. Diseño del sistema para riego del jardín, lavado de autos, WC y lavado de ropas.

El diseño para aprovechar el agua lluvia para estos propósitos es más complejo, ya que hay más detalles a considerar. Para esta misma vivienda, si se quiere utilizar el agua para WC y lavado de ropas aparte del riego del jardín y lavado del auto, entonces el volumen del estanque debe ser mayor al calculado en el caso anterior, porque la demanda de agua incrementa.

Para este caso, mediante la ecuación se tiene la siguiente demanda:

$$RJ \text{ y } LA \left(\frac{L}{\text{año}} \right) = 43.740$$

RJ= Riego Jardín

LA= Lavado de auto

$$WC \left(\frac{L}{\text{año}} \right) = 46 \left(\frac{L}{\text{día}} \right) \times 4 \times 365 \left(\frac{\text{días}}{\text{año}} \right) = 67.160$$

$$LR \left(\frac{L}{\text{año}} \right) = 17 \left(\frac{L}{\text{día}} \right) \times 4 \times 365 \left(\frac{\text{días}}{\text{año}} \right) = 24.820$$

LR= Lavado de Ropas

Luego, la demanda total estimada es de 135.720 L/año. Por último con la ecuación se obtiene el volumen del depósito:

$$VD = \left(\frac{78.567 + 135.720}{2} \right) \times \left(\frac{21 \text{ días (PR)}}{365 \text{ días}} \right) = 6.164 \text{ (L)}$$

VD= Volumen Depósito

PR= Período de Reserva

Por lo tanto, para estos propósitos, el volumen del estanque estimado es de 6.164 litros, sin embargo, para evitar imprevistos, se opta por un estanque de 9.300 litros (Dimensión comercial).

Así, los componentes necesarios para el diseño final de esta vivienda usando el agua para riego del jardín, lavado de autos, WC y lavado de ropas son:

Sistema de canaletas y tuberías existentes de bajadas de agua.

Tuberías de PVC de 3" de diámetro para conectar desde las bajadas de aguas lluvias hasta el depósito de acumulación.

Filtro para las partículas más finas.

Rejillas (prefiltro) en los canales para impedir el ingreso de basuras y hojas.

Tanque de menor capacidad como prefiltro.

Estanque de polietileno (enterrado) de 9.300 litros para el almacenamiento de aguas.

Rebalse en tubería de PVC de 3" de diámetro que permitirá conducir las aguas lluvias que rebalsa el estanque de acumulación hacia el terreno.

Cañerías de PVC hidráulico de 25mm en el exterior y las interiores de cobre de 3/4" (19mm) para la conducción de las aguas desde el estanque hacia los puntos de consumo.

Bomba de agua y el equipo Hidroneumático.

Bomba Periférica de Superficie:

Marca: Pedrollo.

Modelo: PKM65.

Voltaje: 220 V Monofásica.

Potencia: 0,70 HP.

Caudal Máxima: 50 L/min.

Conexión: 1" x 1".

Hidroneumático:

Marca: Varem.

Modelo: MOD.60H.

Presión: 10 BAR.

Volumen: 60 L.

Conexión: 1".

Remarcador para registrar la cantidad de agua que ingresa al sistema, y posteriormente calcular los costos de alcantarillado.

Remarcador de agua 1/2" con unión. Marca: Actaris.

12.4. Diseño del sistema para riego del jardín, lavado de autos, WC, lavado de ropas y consumo humano.

Este sistema es el más sofisticado en comparación con los dos anteriores y sus componentes requieren mayor complejidad. Dentro de este sistema, se deben tener en cuenta los procesos de potabilización de agua, es decir, la filtración y desinfección de la lluvia, mediante un buen filtro como el de carbón activado para eliminar el color, olor y sabor, y la desinfección (cloro que elimina o reduce bacterias, microorganismos).

Como demanda de agua para estos propósitos, se tiene lo siguiente:

$$RJ, LA, WC \text{ y } LR \left(\frac{L}{\text{año}} \right) = 135.720$$

Y para el consumo humano:

$$CH \left(\frac{L}{\text{año}} \right) = 15 \left(\frac{L}{\text{día}} \right) \times 4 \times 365 \left(\frac{\text{días}}{\text{año}} \right) = 21.900$$

RJ= Riego Jardín

LA= Lavado de auto

WC= WC

CH= Consumo Humano

Entonces, la demanda final calculada es de 157.620 L/año. Para el cálculo final del volumen del estanque, se usa la ecuación.

$$VD = \left(\frac{78.567 + 157.620}{2} \right) \times \left(\frac{21 \text{ días (PR)}}{365 \text{ días}} \right) = 6.794 \text{ (L)}$$

VD= Volumen Depósito

PR= Período de Reserva

Es decir, el tamaño estimado del depósito es de 6.794 litros aproximadamente, pero se prefiere la opción de un estanque de 9.300 litros (Dimensión comercial), para mayor seguridad frente cualquier problema climático.

Finalmente, el diseño de este sistema es el siguiente:

- Se debe mantener el sistema de canaletas y tuberías existentes de bajadas de agua (de PVC).
- Emplear tuberías de PVC de 3" de diámetro para conectar desde las bajadas de aguas lluvias hasta el depósito de acumulación.
- Instalar un filtro sofisticado (filtro y desinfección)
- Colocar rejillas (prefiltro) en los canales para impedir el ingreso de basuras y hojas.
- Instalar un tanque de menor capacidad como prefiltro.
- Instalar estanque de polietileno (enterrado) de 9.300 litros para el almacenamiento de aguas.
- Considerar rebalse en tubería de PVC de 3" de diámetro, (permite conducir las aguas lluvias que rebalsa el estanque al terreno).
- Instalar las cañerías de conducción de las aguas desde el estanque hacia los puntos de consumo, PVC hidráulico 25mm en el exterior y las interiores cobre 3/4" (19mm).

- Instalar bomba de agua (conducir las aguas hacia el punto de consumo) y el equipo Hidroneumático.

Para determinar las características de la bomba, se debe tener en cuenta lo siguiente:

$$Q.M.P \left(\frac{L}{min} \right) = 1,7391 \times (QI)^{0,6891}$$

Q.M.P = Gasto Máximo Probable

Con la ecuación se obtiene el gasto máximo probable en litros por minuto. Según este caso es de 34,70 L/min. Y con la planilla Koslan se obtiene la bomba adecuada para este sistema.

- Bomba Periférica de Superficie:

Marca: Pedrollo.
Modelo: PKM70.
Voltaje: 220 V Monofásica.
Potencia: 0,85HP.
Caudal: 50 L/min.
Conexión: 1" x 1".

- Hidroneumático:

Marca: Varem.
Modelo: MOD 60H.
Presión: 10 BAR.
Volumen: 60 L.
Conexión: 1".

- Instalar remarcador de 1/2" para registrar la cantidad de agua que ingresa al sistema.

13. Estimación de costos y periodo de amortización al implementar el sistema de reciclaje de aguas lluvias.

Cuando se habla de un sistema de aprovechamiento de aguas lluvias, no se debe pensar en gastos, sino en inversiones, ya que el concepto de recolectar aguas pluviales, permite crear condiciones distintas a las del derroche de los recursos hídricos. Sin embargo la limitante a considerar es la inversión del usuario, por lo tanto, es importante elegir los componentes para un mayor beneficio con la menor inversión.

Para estimar los costos de implementación y el retorno de la inversión, se analizará cada tipo de uso propuesto. Los plazos de recuperación de la inversión están en función de ésta y del uso adecuado de las aguas. Además la implementación del sistema implicará ahorros y un impacto ambiental positivo.

Con respecto al costo, es necesario considerar el coeficiente de recuperación, este coeficiente refleja el porcentaje de agua consumida (potable y de fuentes propias), que se descarga al alcantarillado. Además este coeficiente permite obtener ahorro en alcantarillado para el caso de implementar riego y lavado de autos.

En general, el coeficiente de recuperación está comprendido entre 0,7 y 1,0 (70% a 100%); donde el valor aplicado debe estar debidamente justificado por el proyectista. (NCh 1105, 2008: Ingeniería Sanitaria – Alcantarillado de Aguas Residuales – Diseño y Calculo de Redes).

13.1. Estimación de costos de implementación.

Para estimar los costos de la inversión, primero se debe tener en cuenta cual será el uso que se le va a dar a las aguas, ya que, los equipos y materiales del sistema varían y también sus costos. En el caso de implementar el sistema de aprovechamiento sólo para riego y lavado de autos, este es más económico que para el consumo humano.

13.2. Costos de implementación para riego de jardín y lavado de autos.

Para estimar el costo de implementación (inversión) del sistema para riego y lavado de autos, se analizará el modelo de vivienda ya descrito.

Para las casas de Santa María de Labranza, el costo se muestra en la tabla 2.

PRESUPUESTO SANTA MARÍA 1					
ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UN	CANT.	P.U	TOTAL
1	Excavación	m3	13	\$ 5.095	\$ 66.241
2	cama de apoyo y relleno lateral	m3	5,2	\$ 10.466	\$ 54.425
3	Previsión e instalación de estanque y rebalse	GL	1	\$ 518.984	\$ 518.984
4	Tubería PVC 75mm	ml	8	\$ 5.294	\$ 42.353
5	Tubería PVC 25mm	ml	12	\$ 1.386	\$ 16.628
6	Rejilla para canaletas de agua lluvia	m2	2	\$ 5.566	\$ 11.132
7	Instalación equipos	GL	1	\$ 131.280	\$ 131.280
C.D					\$ 841.043
I.V.A (19%)					\$ 159.798
TOTAL					\$ 1.000.841

Tabla 2.- Costo Santa María de Labranza RJ y LA

13.3 Costos de implementación para riego de jardín, lavado de autos, WC y lavado de ropas.

El costo de implementación para estos propósitos a diferencia de los anteriores, incluye los siguientes equipos: remarcador y filtro común. Para las casas de Santa María, el costo se muestra en la tabla 3.

PRESUPUESTO SANTA MARÍA 2					
ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UN.	CANT.	P.U	TOTAL
1	Excavación	m3	19	\$ 5.095	\$ 96.814
2	cama de apoyo y relleno lateral	m3	3,2	\$ 10.466	\$ 33.492
3	Previsión e instalación de estanque y rebalse	GL	1	\$ 518.984	\$ 518.984
4	Tubería PVC 75mm	ml	8	\$ 5.294	\$ 42.353
5	Tubería PVC 25mm	ml	20	\$ 170	\$ 3.409
6	Cañería de cobre 3/4"	ml	0,7	\$ 18.154	\$ 12.708
7	Rejilla para canaletas de agua lluvia	m2	2	\$ 5.566	\$ 11.132
8	Instalación equipos	GL	1	\$ 506.988	\$ 506.988
C.D					\$ 1.225.880
I.V.A (19%)					\$ 232.917
TOTAL					\$ 1.458.797

Tabla 2.- Costo Santa María de Labranza RJ y LA

13.4 Costos de implementación para riego de jardín, lavado de autos, WC, lavado de ropas y consumo humano.

La estimación de costos de implementación para estos usos es mayor, ya que deben instalar equipos y componentes de mejor prestación, tales como un sistema de filtración (con carbón activado) y desinfección (con hipocloritos) para las aguas recolectadas, para permitir el consumo humano.

El costo de implementación de la casa Santa María, se presenta en la tabla 4.

PRESUPUESTO SANTA MARÍA 3					
ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UN.	CANT.	P.U	TOTAL
1	Excavación	m3	19	\$ 5.095	\$ 96.814
2	cama de apoyo y relleno lateral	m3	3,2	\$ 10.466	\$ 33.492
3	Previsión e instalación de estanque y rebalse	GL	1	\$ 518.984	\$ 518.984
4	Tubería PVC 75mm	ml	8	\$ 5.294	\$ 42.353
5	Tubería PVC 25mm	ml	22	\$ 1.386	\$ 30.485
6	Cañería de cobre 3/4"	ml	1,4	\$ 18.154	\$ 25.416
7	Rejilla para canaletas de agua lluvia	m2	2	\$ 5.566	\$ 11.132
8	Instalación equipos	GL	1	\$ 659.788	\$ 659.788
C.D					\$ 1.418.463
I.V.A (19%)					\$ 269.508
TOTAL					\$ 1.687.971

Tabla 4.- Costo Santa María de Labranza RJ, LA, WC, LR y CH

14. Amortización de la inversión

El período de amortización depende de la inversión de implementación del sistema como se mencionó anteriormente. El período puede ser a largo, mediano o corto plazo, dependiendo del ahorro que se genera en el consumo y la inversión inicial. Para una mejor evaluación del período de retorno, se hará según la estimación de la demanda y costos de agua potable como también la inversión. Una vez obtenido el ahorro mensual de agua potable, se estimarán los años en que se recuperaría la inversión, lo cual se realizará con una ecuación sencilla despejando el variable X de los años. Además, cabe mencionar que los datos y forma de cálculo aplicadas en este estudio de factibilidad económica en la demanda de agua, ahorro y período de retorno de la inversión son a modo de ejemplo, ya que sólo se pretende mostrar numéricamente el diseño e impacto económico del sistema en la edificación, en este caso, las viviendas de Santa María. Si se desea obtener un análisis más detallado en la factibilidad económica, se necesitará de un estudio más elaborado para medir cada uno de los parámetros, logrando así datos más reales.

$$A \frac{\$}{\text{mes}} \times 12 \text{ mes} \times X \text{ años} = \text{inversión}$$

X años = Años
 A = Ahorro

14.1. Amortización costos de implementación de sistema de reciclaje para riego y lavado de autos

Cantidad de aguas que se puede recolectar = 78.567 L/año.

Según las cantidades de aguas recolectadas en este modelo, se puede decir que el reemplazo del agua potable para estos usos es total, por lo tanto, el ahorro que se genera será del 100%.

Los costos en agua potable del riego y lavado de autos para este modelo de casa son los siguientes:

El consumo de agua potable para el riego y lavados de autos = 43.740 L/año, es decir, 3.645 L/mes. Si se considera el costo de agua potable por m³, que tiene un valor de \$345,6 (Fuente: Aguas Araucanía S.A). Entonces, los gastos mensuales en agua potable serán de:

$$CAP \left(\frac{\$}{\text{mes}} \right) = 3,645 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{mes}} \right) \times 345,6 \left(\frac{\$}{\text{m}^3} \right)$$

$$CAP \left(\frac{\$}{\text{mes}} \right) = 1.260$$

CAP = Costo Agua Potable

Luego se calcula el ahorro en el costo de alcantarillado, que según las tarifas de Aguas Araucanía S.A, el valor es de \$471,9/m³. Considerando como coeficiente de recuperación el 90%, entonces, se tiene lo siguiente:

$$CAL \left(\frac{\$}{\text{mes}} \right) = 3,645 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{mes}} \right) \times 471,9 \left(\frac{\$}{\text{m}^3} \right) \times 0,9$$

$$CAL \left(\frac{\$}{\text{mes}} \right) = 1.548$$

CAL = Costo Alcantarillado

Por lo tanto, el ahorro que se generaría en el consumo al mes será de \$2.808 pesos.

Y con la inversión estimada de la tabla 2 (\$ 1.000.841 pesos) se calcula mediante la ecuación para obtener el período de amortización:

$$2.808 \frac{\$}{\text{mes}} \times 12 \text{ mes} \times X \text{ años} = \$1.000.841$$

$$X (\text{años}) = 29,7 \text{ años}$$

Con el cálculo obtenido, se estima que en un período aproximado de 29 años y 8 meses se recuperaría la inversión total del sistema.

14.2 Amortización costos de implementación de sistema de reciclaje para riego, lavado de autos, WC y lavado de ropas.

Mediante el mismo análisis aplicado en el punto anterior, se estima el período de amortización para el riego, lavado de autos, WC y lavado de ropas, pero en este caso, el ahorro en costo de alcantarillado es cero, debido a que igual habrá un costo adicional por parte de la empresa concesionaria (Aguas Araucanía S.A) ya que se debe registrar la cantidad de agua que se va a incorporar al interior de la vivienda mediante el remarcador. Por lo tanto, habrá costo de alcantarillado.

Según las cantidades de aguas recolectadas, se puede decir que para este modelo, el reemplazo del agua potable por aguas lluvias es del 58% aproximadamente, y el resto seguirá siendo agua potable de la red. Por lo tanto, el ahorro en este caso sería de 58%.

El consumo de agua potable generado en esta casa = 135.720 L/año, es decir, 11.310 L/mes. Considerando el costo de agua potable por m³, el valor es \$345,6 (Fuente: Aguas Araucanía S.A). Entonces, los gastos mensuales en agua potable será de:

$$CAP \left(\frac{\$}{\text{mes}} \right) = 11,31 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{mes}} \right) \times 345,6 \left(\frac{\$}{\text{m}^3} \right)$$

$$CAP \left(\frac{\$}{\text{mes}} \right) = 3.909$$

CAP = Costo Agua Potable

Sin embargo, el ahorro en este caso es del 58%, es decir, \$2.267 pesos al mes.

Luego, la inversión estimada según la tabla 3. (\$1.458.797 pesos). Y con la ecuación se obtiene el período de amortización:

$$3.909 \frac{\$}{\text{mes}} \times 12 \text{ mes} \times X \text{ años} = \$1.458.797$$

$$X (\text{años}) = 31,1 \text{ años}$$

Con el cálculo obtenido, se estima que en un período aproximado de 31 años y 1 mes se recuperaría la inversión total del sistema.

14.3 Amortización costos de implementación de sistema de reciclaje para riego, lavado de autos, WC, lavado de ropas y consumo humano.

Mediante el mismo análisis del caso anterior, se estima el período de amortización para el riego, lavado de autos, WC, lavado de ropas y consumo humano.

Con las cantidades de aguas recolectadas, para esta casa, el ahorro que se genera en agua potable es del 50%, ya que el resto se debe utilizar agua potable de la red, debido a que las aguas recolectadas no satisfacen totalmente estos usos.

Considerando el consumo de agua potable generado en esta casa = 157.620 L/año, es decir, 13.135 L/mes, se tiene que, los gastos mensuales en agua potable serán de:

$$CAP \left(\frac{\$}{\text{mes}} \right) = 13,135 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{mes}} \right) \times 345,6 \left(\frac{\$}{\text{m}^3} \right)$$

$$CAP \left(\frac{\$}{\text{mes}} \right) = 4.539$$

El ahorro que se generaría en el consumo al mes será de \$2.270 pesos.

Luego, mediante la inversión estimada según la tabla 4 y la ecuación se obtiene el período de amortización:

$$2.270 \frac{\$}{\text{mes}} \times 12 \text{ mes} \times X \text{ años} = \$1.687.971$$

$$X (\text{años}) = 61,9 \text{ años}$$

Se llega a que en un período aproximado de 61 años y 11 meses se recuperaría la inversión del sistema.

15. Conclusiones

El planeta está enfrentando una crisis de agua, afortunadamente en el sur de nuestro país aún no se presenta este problema. Sin embargo, es necesario implementar en la conciencia del ser humano la importancia de usar eficientemente el recurso hídrico. Para esto, se puede reciclar el agua lluvia para reemplazar el agua potable de los hogares. Ya que el agua lluvia no tiene costo y para la implementación de un sistema, la única inversión sería en los materiales y equipos. Además, al implementar un sistema de reciclaje se obtiene un ahorro importante proyectado en el futuro (el costo de agua potable se irá incrementando con el tiempo) como también un aporte al cuidado del recurso hídrico limitado.

15.1 Con respecto a la factibilidad técnica

El material utilizado en las cubiertas debe ser apto para el reciclaje del agua. Por ejemplo: un techo verde no es apto para la recolección del agua, ya que se incorporarían partículas contaminantes. Además, tampoco es recomendable utilizar teja asfáltica (tiñe el agua) ni tampoco tejas de fibrocemento, el componente amianto es peligroso para el ser humano. En cambio el techo de zincalume es apto, aunque con el tiempo éste puede corroerse y habría que cambiarlo o tratarlo. Otro material apto es el techo con tejado de acero gravillado.

Mientras más superficie de recolección (cubierta) tenga una edificación, más será la cantidad de agua que se puede aprovechar en los diferentes consumos de una vivienda.

Para llevar a cabo un diseño de sistema de reciclaje de aguas lluvias, es recomendable que sea para una casa en construcción, ya que de esta forma, facilitará la instalación de tuberías en el interior de la vivienda.

La implementación de un sistema de aprovechamiento de aguas lluvias no tiene como finalidad reemplazar completamente el suministro de agua potable de una vivienda, ya que la cantidad de agua recolectada en el estanque es variable. (dependiendo del clima). El sistema a implementar debe ser de fácil mantenimiento, es decir, limpiar las canaletas y superficie de captación antes de la llegada de la temporada de lluvias para que puedan tener un buen funcionamiento.

15.2 Con respecto a la factibilidad económica

El costo de un sistema de aprovechamiento de aguas lluvias depende del uso que se quiere dar a las aguas. A mayor exigencia en la calidad del agua, mayor es el costo.

El mayor consumo de agua dentro de una vivienda está en el llenado de los estanques de los inodoros (60%), por lo tanto, si se puede reemplazar esta cantidad de agua potable por otra calidad de agua, entonces el ahorro que se puede obtener es significativo. Por lo tanto, implementar un sistema de reciclaje tiene como propósito generar un ahorro en el consumo con el tiempo.

15.3 Recomendaciones

La disponibilidad del agua (lluvia) es limitada, es decir, el estanque no siempre contará con la cantidad suficiente de agua para satisfacer las demandas del usuario.

Se debe cuidar de la calidad del agua almacenada. Evitar el ingreso de luz, calor y suciedad al estanque, ya que estos factores pueden convertir el agua almacenada en un “caldo maloliente”. Por lo tanto, es mejor instalar el estanque bajo tierra y contar con un sistema de filtro adecuado.

El agua no puede permanecer largo período dentro del estanque, ya que puede producir olores y proliferación de insectos.

Es más factible implementar el sistema en edificaciones institucionales, comerciales, de oficinas o industriales, lugares en donde se cuente con grandes áreas de cubierta, de esta forma, el sistema entregará una eficiencia mayor.

Por lo tanto, en base a los antecedentes y datos aportados, se puede concluir que, el diseño de reciclaje más conveniente a implementar en la ciudad de Temuco, es el sistema de aprovechamiento de aguas lluvias para riego y lavado de autos, (no se necesita contar con equipos sofisticados), por lo tanto, son accesibles localmente.

Con respecto a la inversión y el período de amortización al implementar dicho sistema, se puede concluir que mientras más jardín tenga una vivienda (m²), más es el ahorro que se genera, y por ende, más corto es el plazo para recuperar la inversión.

Por último señalar que el agua se constituirá a futuro en un bien cada vez más escaso, por lo tanto el costo del agua potable se incrementará en el tiempo. Siendo así, es probable que al igual como hoy se hace con los sistemas alternativos de captación de energía solar, a futuro de pueda legislar para subsidiar también este tipo de iniciativas. Dicha situación hace más factible desde el punto de vista económico, la aplicación de estos sistemas, en el contexto de la necesaria sustentabilidad y preservación de los recursos naturales.

Esto además da pie para desarrollar estudios similares pero para edificios no habitacionales, con un alto consumo de agua, como por ejemplo, educacionales, servicios, deportivos, etc.



Figura 19. 1.- Captación, 2.- Filtro, 3.- Depósito, 4.- Bomba, 5.- Conmutado y/o control

Referencias

- 1.- Trabajo de Título: Autor: Huei-Shiuan Wang, Prof. Guía: Guillermo Lira Cifuentes, 2010 “Reciclaje de Aguas Lluvias en Edificios y Aplicación Práctica en la IX Región”, Temuco, Chile, Universidad de La Frontera.
- 2.- Trabajo de Título: Autor: Alvarado C. A., 2010 Técnicas y Estrategias de Eficiencia del Uso del Agua en Edificación”, Temuco, Chile, Universidad de La Frontera.
- 3.- Guía de Diseño para Captación de Agua de Lluvia. CEPIS, 2004.
- 4.- Normas básicas para el manejo de los recursos hídricos en el ámbito rural para consumo humano, Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria, 2008



Utilización de áridos reciclados para la evaluación de las propiedades de resistencia mecánica, permeabilidad y contenido de aire en hormigones de grado estructural H-30

Use of recycled aggregates for the evaluation of the properties of mechanical strength, permeability and air content in concrete structural grade H-30

Leal M. ¹, Osses R. ¹, Valdés G. ¹, Letelier V. ¹

¹Universidad de La Frontera, Chile

Miguel.Leal.Arriagada@gmail.com, phone: +56987249742

INFORMACIÓN DEL ARTICULO

Historial del
artículo:

Recibido
03-08-2012
Aceptado
30-10-2012
Publicado
20-12-2012

Palabras Claves:
Árido reciclado
Hormigón reciclado
Absorción
Porcentaje de
sustitución

RESUMEN

La ventaja más destacada al utilizar áridos reciclados es que soluciona la problemática originada por la eliminación de subproductos de desecho y que, mediante el aprovechamiento de éstos se obtiene una nueva materia prima, con lo que se reduce la cantidad de recursos naturales primarios a extraer.

El material obtenido a través de procesos de chancado provenientes de hormigones en desusos son aptos para la fabricación de hormigones de alto desempeño, si bien los áridos reciclados presentan propiedades ligeramente menos eficaces frente al árido natural ya que pese a su proceso de reciclaje, siempre se mantiene adherido a su superficie restos de mortero viejo, que al ser más poroso y absorbente provoca una variación en las propiedades del hormigón con árido reciclado, es necesario identificar y medir estas deficiencias tomando algunas consideraciones para lograr hormigones reciclados con características similares a un hormigón convencional.

El estudio de las propiedades del hormigón reciclado como resistencia mecánica, contenido de aire y permeabilidad fueron elementales para establecer las variaciones con respecto al hormigón convencional.

En consecuencia, al conocer las propiedades de los áridos reciclados, es posible elaborar un hormigón reciclado de uso estructural, información relevante a la hora de acreditar el uso regular del árido reciclado en hormigones en la construcción, contribuyendo así a un desarrollo sustentable en la utilización de áridos en nuestro país.



ARTICLE INFO

Article history:

Received
03-08-2012

Accepted
30-10-2012

Available
20-12-2012

Keywords:

recycled aggregate
recycled concrete
absorption
Percentage of
substitution

Abstract

The greatest advantage to using recycled aggregate is to solve the problems caused by the elimination of waste products and by taking advantage of them you get a new raw material, thus reducing the amount of primary natural resources to be extracted.

The material obtained by crushing processes in concrete from misuses are suitable for the manufacture of high performance concretes, while recycled aggregates have properties slightly less effective against natural aggregate and that despite its recycling process, always remains attached to its surface remains of old mortar, which being more porous and absorbent causes a variation in the properties of recycled aggregate concrete, it is necessary to identify and measure these deficiencies by taking some considerations to make recycled concrete with characteristics similar to conventional concrete .

The study of the properties of recycled concrete as mechanical strength, permeability and air content were elementary to establish changes with respect to conventional concrete.

Consequently, knowing the properties of recycled aggregates, it is possible to produce a recycled concrete for structural use, relevant information when it comes to credit the regular use of recycled aggregate concrete in construction, thus contributing to sustainable development in the use aggregates in our country.

1. Introducción

En la comunidad Europea la utilización de áridos reciclados se lleva a cabo en forma distinta, ya que hay países en los cuales se recicla un porcentaje importante de árido, caso de los países bajos y en otras naciones en donde el porcentaje de reciclado es mínimo. A pesar de que nuestro país no presenta la escasez de áridos, si podría avanzar en el incremento de las penalizaciones por vertido de escombros e incluso su prohibición regulando la utilización de éstos. En España el porcentaje de reciclado se aproxima al 15% para llegar a un nivel de reciclaje de un 40% a partir del año 2011.

Las recomendaciones plasmadas en el anexo N°15 de la EHE-08 permiten la utilización de árido reciclado procedente de hormigón convencional, excluyendo el uso de árido reciclado en hormigón pretensado y se contempla la sustitución del árido grueso en cantidades no superiores al 20% sin necesidad de estudios ni ensayos complementarios [1].

Diversos estudios han podido establecer que utilizando solo un porcentaje de fracción gruesa de áridos reciclados se puede disminuir considerablemente las diferencias en las propiedades mecánicas entre un hormigón con árido natural y uno con árido reciclado. En general, se puede decir, que los áridos reciclados de hormigón de tamaño mayores 4 milímetros son potencialmente aptos para la fabricación de hormigón. Si la sustitución del árido grueso convencional es menor o igual al 20%, las propiedades mecánicas permanecen prácticamente constantes [2].

Una de las propiedades que resulta más afectada es la absorción y permeabilidad, más altas en áridos reciclados por lo que para una misma consistencia, la demanda de agua del hormigón con árido grueso reciclado es del orden de 5-10 % mayor que para el hormigón convencional [3]. A su vez un 5% de cemento extra puede ser necesario para compensar la reducción de la resistencia, lo que se traduce en que si queremos obtener la misma resistencia que el hormigón de control, se debería aumentar al menos dicho porcentaje de modo de reducir la relación agua-cemento [4].

2. Hormigones reciclados

2.1. Influencia de la calidad en el hormigón de origen

Otro de los parámetros que afectan la resistencia del hormigón con áridos reciclados (en especial si solo se sustituye las fracciones menos gruesas) es la calidad del hormigón de origen [5]. Experimentos han demostrado que las propiedades mecánicas dependen de la propiedades del hormigón de origen y del porcentaje de sustitución en el nuevo hormigón, así la calidad del mortero del hormigón de origen juega un rol importante en la determinación del comportamiento del nuevo hormigón con áridos reciclados [6].

La resistencia de los hormigones reciclados, aumenta con la disminución de la relación agua/cemento. Pero, las relaciones conocidas para los hormigones convencionales no es posible aplicarlas directamente para el caso de hormigones con áridos reciclados, ya que también dependerán de la calidad del árido del hormigón de origen.

Tavakoli et al (1996) presenta los resultados de ensayos realizados con áridos provenientes de dos orígenes distintos, que tenían mayor y menor resistencia que el hormigón de control. Los ensayos se realizaron sustituyendo un 100% del árido grueso. A partir de estos datos pudo concluir que si la resistencia a la compresión del hormigón de origen es mayor que la del hormigón de control, el hormigón hecho con áridos reciclados puede llegar a tener resistencia a compresión mayor que la del hormigón de control. En cambio si el hormigón se hace a partir de un árido de baja calidad, aunque se disminuya la relación de agua/cemento no se podrá obtener una resistencia mayor a esta.

Según algunos estudios si los áridos proceden de un hormigón con resistencia inferior a 30 Mpa es posible obtener, utilizando relaciones agua/cemento adecuadas, un hormigón reciclado con resistencias superiores a 35 Mpa (ACHE, 2006)

2.2. Capacidad de absorción de los áridos reciclados

Normalmente, los áridos reciclados son más absorbentes que el árido natural. La densidad y la absorción de los áridos reciclados son afectados por el mortero adherido y deben ser conocidos antes de ser utilizados en la producción de hormigón con el fin de controlar las propiedades del hormigón fresco y endurecido.

La capacidad de absorción es una de las propiedades más importantes que distingue árido reciclado con respecto al árido natural, algunos investigadores sugieren un límite de 30% de árido reciclado con el fin de mantener los requisitos de la norma de 5% de la capacidad de absorción de áridos gruesos para el hormigón estructural (Instituto de Hormigón Estructural, 1999)

El nuevo método que propone Etxeberria et al 2003, para determinar la absorción de los áridos reciclados se enfoca en tres puntos importantes a considerar, el primero hace referencia al Secado a 105 ± 5 °C para obtener la masa seca del árido, este secado en horno puede eliminar el agua que químicamente se incorporó en la estructura cristalina de los compuestos en el mortero adjunto al agregado. El agua presente en algunos de estos compuestos puede ser liberado al llegar a más de 100 °C de temperatura. Por lo tanto, eliminar el agua cristalizada dará un nivel engañoso de absorción de agua de los áridos.

El segundo punto es el tiempo de remojo antes de llegar a la saturación completa del árido reciclado este varía según las condiciones de la superficie de la pasta de cemento en el hormigón de origen dicha saturación puede llegar a completarse mucho después de 24 horas.

Y por último según la norma se requiere de un secado superficial de los agregados con un paño o una toalla. Sin embargo, el remojo de los áridos en el agua puede desprender algunas partículas de la superficie total del árido reciclado esta operación puede reducir significativamente la masa secada al horno del árido y la restricción de la exactitud de los resultados de las pruebas [2].

2.3. Granulometría y desprendimiento de partículas luego del tamizado

La granulometría del árido reciclado depende principalmente de sistema de trituración que se haya empleado en su proceso de producción. Las trituradoras de impacto, por lo general, son las que permiten alcanzar reducidos tamaños en los áridos produciendo como consecuencia mayor cantidad de finos. A estas trituradoras las siguen las de conos con una producción de finos inferior y las machacadoras de mandíbula [1].

La cantidad de árido grueso generado oscila entre el 70% y el 90% de la producción. Es evidente que el tamaño obtenido en la trituración depende fundamentalmente del tamaño que tenían en el hormigón de origen. Los áridos reciclados presentan formas angulosas debido al proceso de trituración y un aspecto rugoso como consecuencia del mortero adherido a ellos. A raíz de la disgregación que sufre el árido grueso reciclado durante su transporte y almacenamiento, una vez tamizado se siguen obteniendo porcentajes muy reducidos de arena debido a su mayor fragilidad. Dichos valores oscilan entre el 0,5% y el 2%. Esta fracción fina se caracteriza por presentar un elevado contenido de mortero influyendo negativamente en las propiedades del hormigón.

El porcentaje de finos generado, al desprenderse pequeñas partículas de mortero durante la manipulación del árido grueso reciclado, varía entre el 0,27% y el 1,14%. La norma española establece el límite, en relación a la cantidad de finos admisible, en el 1 % del árido grueso observándose que dichos valores quedan por debajo del mismo en la mayoría de los casos. El problema que plantean los finos, al estar presentes en exceso en la superficie del árido, es que la adherencia entre el árido y la pasta de mortero decrece. Por otra parte hace que la cantidad de agua de amasado aumente [1].

La norma inglesa establece el límite de finos en el 5 % cuando el árido reciclado proviene exclusivamente de hormigón, reduciendo dicho valor al 3% si el árido reciclado proviene de material cerámico o mezcla de ambos. La norma alemana establece la limitación de la cantidad de finos en el 4% [1].

2.4 Forma y textura superficial

Por lo general el coeficiente volumétrico medio del árido grueso reciclado supera el valor de 0,20, correspondiente al menor valor establecido por la EHE.

Las partículas de árido reciclado obtenidas suelen presentar una textura más rugosa y porosa que la de los áridos naturales debido a la presencia de mortero adherido a la superficie del árido de origen. Estas circunstancias hacen que los hormigones que se fabriquen con ellos presenten problemas de trabajabilidad.

El coeficiente volumétrico medio de las partículas se ve directamente afectado por el sistema de trituración empleado en la obtención del árido reciclado. Las machacadoras de mandíbula proporcionan áridos reciclados con un coeficiente volumétrico medio más adecuado que las trituradoras de impactos o de conos.

2.5. Propiedades del hormigón reciclado endurecido

2.5.1. Densidad

La menor densidad del árido reciclado hace que la densidad del hormigón reciclado endurecido sea inferior a la del hormigón convencional. Estudios realizados en España precisan que el descenso de la densidad es prácticamente inapreciable cuando la sustitución del árido reciclado grueso es del 20%. Cuando la sustitución es del 50% la densidad experimenta una reducción media del 2,0%. Dicha reducción llega a un valor medio del 3,5% cuando el porcentaje sustituido del árido grueso es del 100%.

2.5.2. Resistencia a compresión

En general, la resistencia a compresión en los hormigones fabricados con áridos reciclados disminuye con respecto a los hormigones convencionales, si se mantiene la misma relación agua-cemento, siendo dicha disminución más significativa cuando mayor sea el porcentaje de árido grueso sustituido. Las causas más influyentes en este aspecto son:

La cantidad de mortero adherido a la matriz de rocosa que hace que el árido reciclado tenga una menor resistencia mecánica que el árido natural.

El aumento de zonas débiles en la masa del hormigón endurecido al utilizar áridos reciclados ya que, a la superficie de contacto entre el árido natural y el mortero adherido que se suma la superficie de contacto, más débil aún, existente entre los áridos reciclados y el mortero nuevo.



2.5.2. Hormigones con sustitución de sólo el árido grueso

Según los estudios realizados el porcentaje de árido grueso reciclado tiene una alta influencia sobre la curva tensión-deformación del hormigón con árido reciclado [8]. Sin embargo la forma de la curva para todos los hormigones con áridos reciclados es similar a la del hormigón con áridos naturales, independientemente del porcentaje reemplazado [7]. Es decir que aunque la forma se mantiene, la posición y el valor de los datos característicos de una curva se modifican. Una de estas modificaciones corresponde a la resistencia a la compresión, la cual disminuye al aumentar el porcentaje de árido reciclado dentro de la mezcla. Una de las mayores razones para esta disminución es la micro estructura de la capa de mortero que esta adherida a los áridos reciclados.

Rahal (2007) midió una disminución promedio de la resistencia a compresión de 11,6% para hormigones con áridos reciclados con una sustitución del 100% del árido grueso, con respecto al hormigón de control [7]. Según la monografía de la EHE sobre hormigones con áridos reciclados (2006) al considerar una sustitución del 100% del árido grueso, las pérdidas en resistencia suelen estar alrededor del 20%, cuando la sustitución baja al 50%, las pérdidas de resistencia se sitúan en un 2-15% y cuando la sustitución se limita al 20-30%, la resistencia suele ser inferior al 5%.

2.5.3. Resistencia a tracción

Tal como en el caso de los hormigones convencionales, la resistencia a tracción dependerá de la resistencia a compresión del hormigón, si bien los coeficientes de correlación pueden variar, sigue existiendo una relación entre ambos parámetros. Por lo tanto, si el uso de áridos reciclados produce variaciones en la resistencia a compresión del hormigón, podremos deducir que las resistencias a tracción también varían. la resistencia en tracción varía entre un 6% y 10% para porcentajes de reemplazo de áridos reciclados entre 25% a 50% respectivamente. En el caso de reemplazos del 100% de árido reciclado la variación aumenta a un 40% con respecto al hormigón de control [9].

De acuerdo a los resultados presentados en la monografía de la EHE, cuando la sustitución afecta al 100% del árido grueso, las pérdidas de resistencia a tracción oscilan en rangos del 6-20%, en cambio cuando la sustitución es menor al 50% las pérdidas son despreciables [8].

Estas diferencias entre autores, se deben a los mismos parámetros que afectan a la resistencia a compresión, es decir calidad del hormigón de origen y métodos de trituración, entre otros.

2.5.4. Resistencia a flexotracción

Las variaciones de la resistencia a flexotracción en los hormigones reciclados presentan unas oscilaciones, en función del porcentaje

del árido sustituido, similar a las experimentadas en las resistencias a tracción. Las reducciones son pequeñas cuando la sustitución no es superior al 50% del árido grueso. Al llegar a sustituir el 100% del árido grueso total la reducción de la resistencia es más notable.

También existen estudios que determinan descensos notables cuando se utilizan áridos reciclados saturados en lugar de secos.

2.5.5. Resistencia al corte

El análisis realizado por Etzeberria et al, (2007) a vigas, utilizando áridos reciclados, determino que los resultados sugieren que el uso de hormigón reciclado debe ser acompañado por una modificación de la dosis de cemento, es decir, aumentando cantidad de cemento lo que se traduce en la disminución de la relación agua/cemento con el fin de evitar una reducción en la resistencia al corte [4].

La disminución de la resistencia al corte alcanza el 26 % cuando se sustituye únicamente el árido grueso. Muchas pérdidas alcanzan el 41 % cuando la sustitución también se realiza en el árido fino. Cuando las sustituciones son por debajo del 25% del árido grueso apenas afectan a la resistencia a corte de elementos estructurales fabricados con áridos reciclados. También existe un buen comportamiento al corte del hormigón reciclado con sustituciones del 50% del árido grueso [1].

2.5.6. Porosidad, absorción y permeabilidad

El deterioro del hormigón debido a fenómenos o causas distintas de las mecánicas se debe, principalmente, a la presencia de agua en su interior con sustancias perjudiciales para el hormigón disueltas en ellas. El transporte de agua hacia el interior del hormigón se realiza a través de los poros y fisuras que presenta y depende del tipo del tamaño y de su distribución.

Al utilizarse árido reciclado en la elaboración de hormigón, la porosidad la absorción y la permeabilidad aumentan, tal como se pone de manifiesto en diferentes estudios. El aumento se hace más notable al incrementarse el porcentaje de áridos reciclados utilizados. Los valores de los incrementos oscilan entre un 15% y un 70%. Cuando también se sustituye la fracción fina del árido los valores de la porosidad y la permeabilidad al aire llegan a duplicarse. Si el porcentaje de sustitución del árido grueso es inferior al 30% apenas se aprecian las diferencias en los valores de la porosidad y la absorción [1].

La permeabilidad del hormigón reciclado, para distintos niveles de resistencia, llega a alcanzar valores que oscilan entre dos o siete veces la permeabilidad del hormigón de control cuando se sustituye el 100% del árido grueso. [10]

2.6. Variables a considerar

Las variables o factores que intervienen en el diseño de este estudio son las siguientes; características del árido, tipo de granulometría, contenido de partículas menores de 4 mm, porcentaje de sustitución del árido grueso, consistencia y resistencia característica.

2.6.1. Características del árido

Las características del árido son muy importantes sobre las propiedades del hormigón reciclado. Así, cuanto más reducida sea la cantidad de mortero adherido que contenga al árido reciclado más se semejara a un árido natural. En el estudio se tiene un material procedente de distintos hormigones por lo que en todo momento se buscó la homogeneidad del material. En la figura 1 se observa el material utilizado que comprende; áridos rodados con mortero adherido, áridos chancados con mortero adherido, una partícula que es sólo mortero y una partícula que es mortero que incorpora un árido de menor tamaño.



Figura 1. Características visuales del árido reciclado

2.6.2. Granulometría

Su potencial influencia radica en la consistencia del hormigón, la cantidad de aire incluido y en la resistencia del hormigón. La granulometría escogida para la dosificación no se obtuvo de una teoría ideal granulométrica, si no que, se repitió para todas las amasadas según la granulometría que poseían los áridos naturales. Se puede aseverar, eso sí, que la granulometría escogida corresponde a una granulometría continua gruesa de la parábola de Bolomey.

2.6.3. Contenido de partículas menores 4 mm ó desclasificados

Después de separar la fracción gruesa, el árido reciclado sigue generando pequeños porcentajes de arena durante su transporte y manipulación, estos porcentajes pueden hacer que aumente la absorción de agua al concentrarse mayor porcentaje de pasta en estas partículas más pequeñas. En la norma española se determina como 5% el porcentaje máximo que pasen por el tamiz 4 mm para el árido grueso reciclado. En la figura 2 se presenta el material desclasificado previo al proceso de semisecado.



Figura 2. Material menor al tamiz 4 mm

2.6.4. Porcentaje de sustitución

La mayoría de los estudios establecen un 20% de árido grueso reciclado como el límite de sustitución en el hormigón sin que sus propiedades se vean afectadas. La norma española fija este porcentaje para el empleo de hormigón estructural sin que sea necesaria la realización de estudios específicos adicionales o complementarios. Para este trabajo se sustituyó un 23% del peso de la fracción gruesa correspondiente a la granulometría de los áridos naturales.

2.6.5. Consistencia

El aumento de consistencia, que tiene lugar al utilizar el árido reciclado, se puede compensar añadiendo cierto porcentaje de agua durante el amasado, saturando los áridos o utilizando un aditivo superplastificante. En este trabajo se ha elegido la segunda opción, luego de la saturación se optó por dejar el árido reciclado en estado saturado superficialmente seco antes de ingresar a la mezcla.



Figura 3. Saturación de árido reciclado

2.6.6. Resistencia característica

La norma española limita la resistencia a compresión de hormigones reciclados a 40 MPa, nuestro estudio eligió un nivel de resistencia por debajo de esta medida y ha buscado disminuir la relación agua-cemento de manera de compensar las disminuciones de resistencia producto de utilizar áridos reciclados.



Figura 4. Probeta ensayada a compresión

2.7. Alcance del estudio

Este trabajo buscó determinar la relación agua-cemento requerida para obtener un hormigón H 30 reemplazando un 23% del peso de la fracción gruesa de los áridos naturales por áridos gruesos reciclados de tamaño entre 6,3 y 12,5 mm.

Para esto fue necesario realizar las siguientes tareas:

Caracterización de los áridos reciclados; este objetivo buscó conocer las propiedades de este tipo de áridos, el análisis de sus características cobró gran importancia en la etapa de dosificación de hormigones reciclados ya que la menor densidad, alta fragmentación y mayor absorción de estos modifica enormemente sus propiedades en relación al hormigón de control.

Se utilizó la normativa referente al tratamiento de “áridos para mortero y hormigón”, se trabajó de acuerdo a la normativa actual salvo en el caso de la obtención de la absorción de los áridos reciclados ya que de el procedimiento actual no se obtiene resultados precisos para estos áridos.

El siguiente paso fue determinar la relación agua-cemento óptima para un hormigón reciclado según su permeabilidad y determinación de aire incorporado, para lo cual se elaboró un hormigón de control donde todas sus propiedades representaron una referencia con respecto a los hormigones reciclados. Los hormigones con adiciones de áridos reciclados tuvieron la misma granulometría que el hormigón de control y se diferenciaron de este por su sustitución de un 23 % de árido grueso por árido reciclado y la adición de cemento en cantidades acumulativas de 2,5% con respecto a la dosificación base.

La máxima adición de cemento que se utilizó fue de 10% y el agua se mantuvo constante, fue necesario realizar para las amasadas de hormigón reciclado una corrección de humedad ya que, para evitar absorciones excesivas de agua de los áridos reciclados en la mezcla se saturaron por un periodo de dos días.

Y por último se determinó el comportamiento mecánico del hormigón reciclado a través de ensayos a compresión a los 7 y 28 días y a flexotracción a los 28 días, esta etapa siguió el mismo patrón anterior de adiciones de cemento y porcentaje de sustitución.

2.7.1. Programa de ensayos

En la siguiente tabla 1 se resume el alcance del trabajo realizado según el tipo de amasada, en donde las etapas representan un volumen determinado de hormigón a preparar para los ensayos citados a continuación.

	Amasadas				
	Etapa A	Etapa B	Etapa C		
Adición de cemento	Compresión 7 y 28 días	Flexotracción 28 días	Permeabilidad 28 días	Compresión 28 días	Determinación del contenido de aire
H.C.	6	3	3	3	2
H.R. 0,0%	6	3	3	3	2
H.R. 2,5%	6	3	3	3	2
H.R. 5,0%	6	3	3	3	2
H.R. 7,5%	6	3	3	3	2
H.R. 10,0%	6	3	3	3	2

Tabla 1 Ensayos según el tipo de amasada

3. Análisis y discusión de resultados

Agua de absorción de los áridos reciclado y contenido de aire en el hormigón

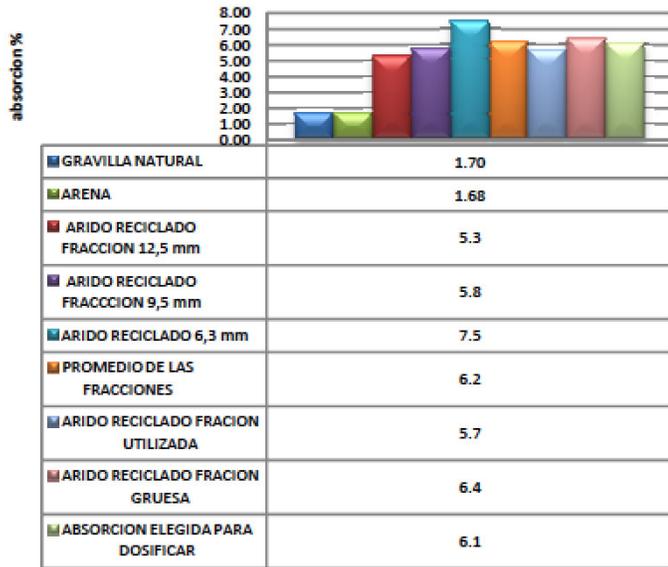


Figura 5. Absorción de los áridos naturales y reciclados

El comportamiento que se observa en las partículas menores como lo son las de 6 milímetros de diámetro, es que son más absorbentes debido al alto contenido de mortero. Si las partículas menores son más absorbente quizás es necesario realizar mezclas de hormigón reciclado con partículas mayores a 9,5 cm a demás estas últimas son levemente menos des-gastables.

El aumento en los valores de absorción de la gravilla reciclada con respecto al de los áridos convencionales, es de un 30% por lo que se demuestra la importancia de este dato en el diseño de mezclas de hormigón reciclado.

Contenido de aire

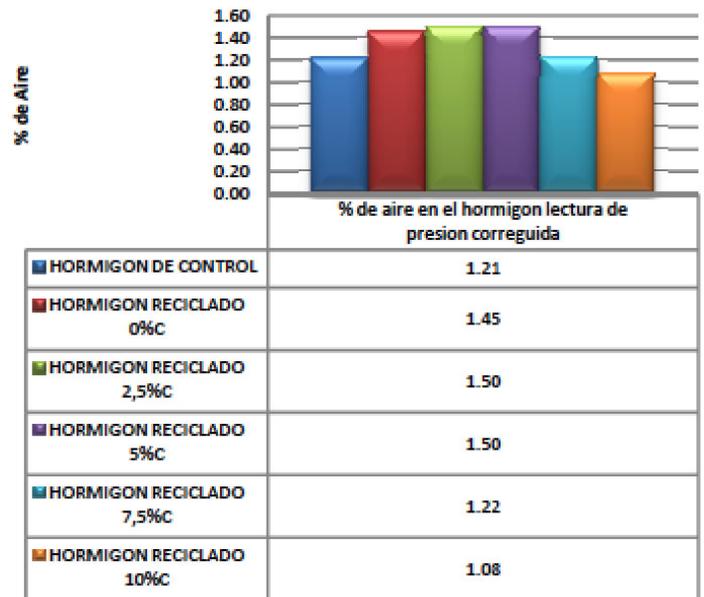


Figura 6. Promedio del contenido de aire en el hormigón fresco

Es posible que el contenido de aire en el hormigón ocupe el espacio destinado a la pasta de cemento y los áridos, en la figura 6 se aprecia una tendencia clara, los hormigones reciclados aumentan su contenido de aire con respecto al hormigón de control en un 0,3% para adiciones de cemento inferiores a 5 % de cemento, cuando se agrega 7,5% de cemento tiende a la baja y a parecerse al hormigón de control. Adiciones con 10% de cemento registran menos aire incorporado que el hormigón de control.

	HR 0%	HR 2,5%	HR 5,0%	HR 7,5%	HR 10%
Diferencias del contenido de aire	-0,24	-0,29	-0,29	-0,01	0,14

Tabla 2. Diferencias en relación al hormigón de control para el contenido de aire

Densidad

En la tabla 2 y 3 se observa cómo se estrechan los valores a medida que se adiciona cemento.

	HR 0%	HR 2,5%	HR 5,0%	HR 7,5%	HR 10%
Diferencias de la densidad (Kg/m3)	43	42	26	33	25

la densidad del hormigón fresco

Tabla 3. Diferencias con el hormigón de origen con respecto a la densidad del hormigón fresco

	Densidad (kg/m3)
Hormigón reciclado 0%C	17
Hormigón reciclado 2,5%C	47
Hormigón reciclado 5,0%C	4
Hormigón reciclado 7,5%C	9
Hormigón reciclado 10%C	3

Tabla 4. Diferencias con el hormigón de origen con respecto a la densidad probeta cubica 15 cm de arista

Resistencias a compresión a los 28 días de endurecido etapa A

El Comportamiento es progresivo de acuerdo a las adiciones de cemento, hay aumento de 1 a 3 Mpa si se agregan 2,5% de cemento. Es posible corroborar que con un 23% de sustitución de áridos reciclados la resistencia a compresión no se ve afectada en las propiedades del hormigón reciclado en comparación con el hormigón de control.

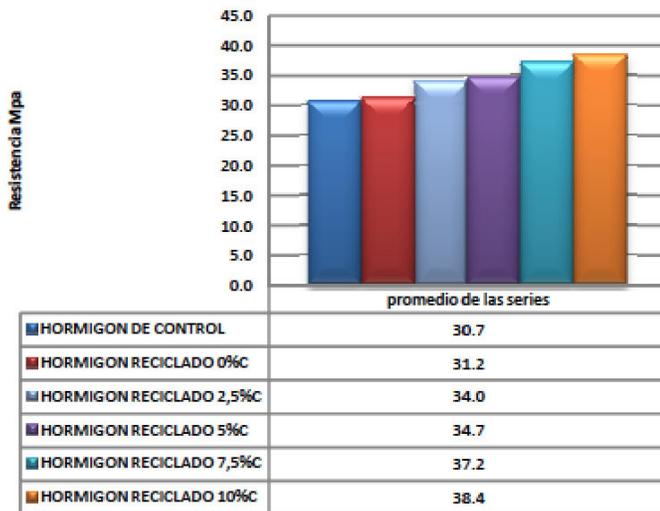


Figura 6. Resistencias a compresión 28 días de endurecido

En la figura 7 se puede apreciar el aumento de resistencia en relación al tiempo, para adiciones entre 0 a 10 % de cemento las resistencias a los 7 días deben estar en los valores de 16 a 20 Mpa y entre 30 a 40 Mpa para resistencias a los 28 días.

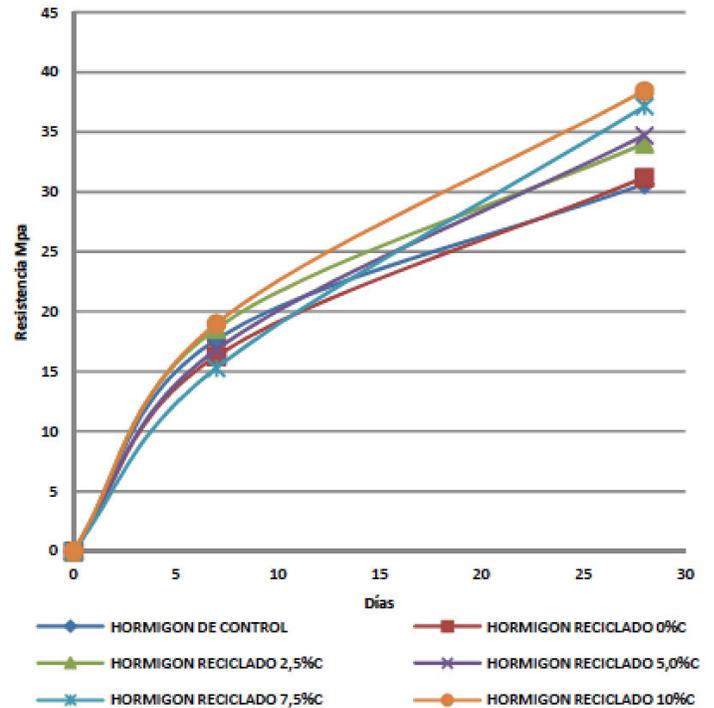


Figura 7. Resistencias a compresión a los 7 y 28 días de endurecido

Es posible que un 10% de cemento sea lo máximo de este componente que se pueda agregar en este caso, para este tipo de hormigones ya que la norma española establece un máximo de 40Mpa de resistencia máxima para hormigones reciclados, ya que luego de estas resistencias el árido trabaja bajo grandes esfuerzos de compresión. En el grafico se observan dos comportamientos el primero; que describe altas resistencias a los 7 días y luego decrece su velocidad con que adquiere resistencia y el segundo comportamiento que describe resistencias dentro de lo normal para luego crecer aceleradamente como es el caso de los hormigones con 2,5 y 7,5 % de adición de cemento. Este comportamiento puede tener explicación en el fraguado interno de los hormigones reciclados ya que la formación de los silicatos de calcio hidratados y el hidróxido de calcio puede llevarse a cabo sólo si se reúnen los siguientes requisitos.

Si hay suficiente espacio para que los productos de hidratación se formen.

Si hay suficiente agua para ser usada durante la hidratación.

Este último punto cobra gran importancia ya que al utilizar áridos reciclados debido a su estructura porosa pueden presentar una absorción después de 24 horas de inmersión entre 5% y hasta más de 25 %, lo que permite una alta incorporación de agua en el hormigón para la realización del curado interno.

De las edades de 7 a 28 días todos los hormigones aumentaron entre 13 a 15 Mpa.

Resistencias a compresión a los 28 días de endurecido etapa C

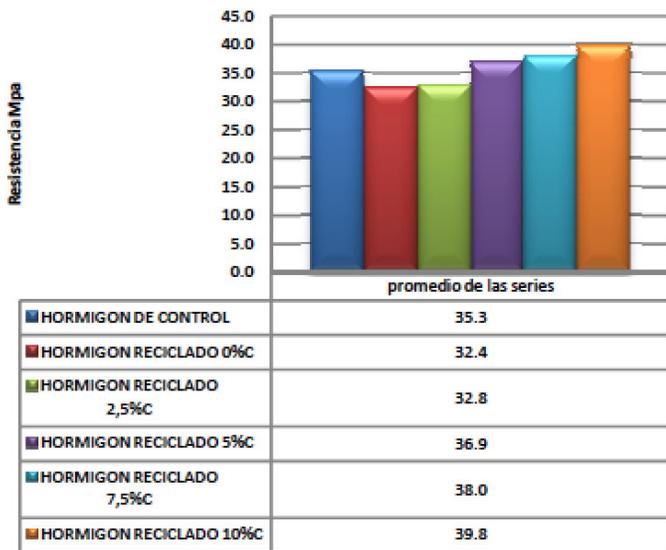


Figura 8. Promedio de las Resistencias a compresión de las series de hormigones de contenido de aire en el hormigón

Sin duda el hormigón que más se asemeja al hormigón de control es el hormigón reciclado con 5% de cemento agregado a la dosificación patrón, por lo que se puede asumir que es la relación de agua-cemento mas optima. Al igual que las amasadas de la etapa A aumentan su resistencia cuando se agrega cemento y si bien ninguna es inferior a la resistencia de diseño (30Mpa) los hormigones reciclados con adiciones de cemento del orden de 2,5% y sin adición de cemento caen por debajo de la resistencia del hormigón de control, entonces es posible que el contenido de aire en estas probetas influyan en la resistencia final del hormigón reciclado.

Por lo que si se buscara una relación óptima entre resistencia y contenido de aire la adición de cemento más insuperable sería la de 7,5% de cemento.

	HR 0%	HR 2,5%	HR 5,0%	HR 7,5%	HR 10%
Diferencias Mpa cubo 15 cm arista	2,9	2,5	-1,6	-2,7	-4,5

Tabla 5. Diferencias con el hormigón de origen cubos arista 15 cm

	HR 0%	HR 2,5%	HR 5,0%	HR 7,5%	HR 10%
Diferencias Mpa cubo 20 cm de arista	-	-	-	-	-
	0,6	3,4	4,1	6,5	7,8

Tabla 6. Diferencias con el hormigón de origen cubos arista 20 cm

	HC	HR 0%	HR 2,5%	HR 5,0%	HR 7,5%	HR 10%
Diferencias entre cubos	4,6	1,2	-1,2	2,2	0,8	1,3

Tabla 7. Diferencias a compresión entre probetas de 15 y 20 cm de arista

Las probetas de 15 cm de arista poseen mayores resistencias a los 28 días en 2 Mpa promedio a las probetas de 20 cm de arista.

Resistencias a flexotracción

El hormigón reciclado con 0% de cemento posee similares características a flexotracción que el hormigón de control.

Las adiciones de cemento aumentan la resistencia a flexotracción en el orden del 0,8 a 1,0 Mpa.

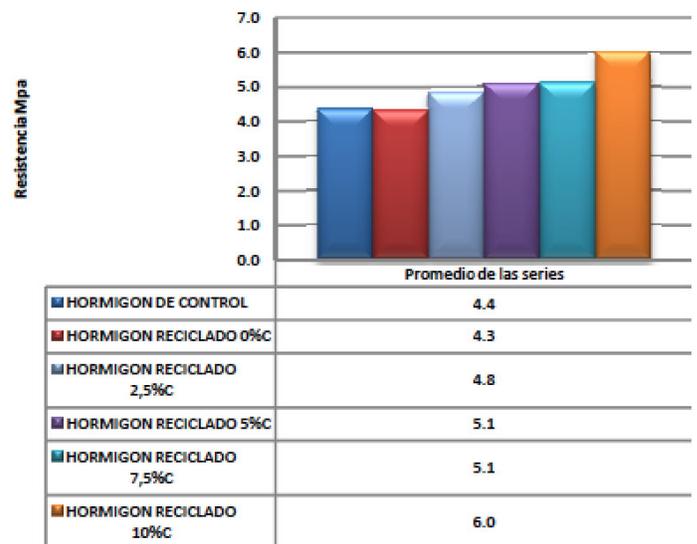


Figura 9. Promedio de las resistencias a flexotracción a los 28 días

	Resistencia	Densidad
Hormigón reciclado 0%C	0,03	40
Hormigón reciclado 2,5%C	0,46	64
Hormigón reciclado 5,0%C	-0,75	34
Hormigón reciclado 7,5%C	-0,76	37
Hormigón reciclado 10%C	-1,67	27

Tabla 8. Diferencia en relación al hormigón de origen para la flexotracción

Permeabilidad

El hormigón de control presenta penetraciones regulares con una incidencia pareja en la pasta de hormigón, en tanto las probetas de hormigones reciclados se caracterizan por penetraciones de agua dispersas, altamente incidentes en el hormigón y como se muestra en las siguientes figuras estas presentan un comportamiento impredecible sin tendencia a la baja como se esperaría con el aumento del porcentaje de cemento. Al parecer el agregar proporciones de cemento no asegura la impermeabilidad en los hormigones reciclados.



Figura 10. Permeabilidad del hormigón de control

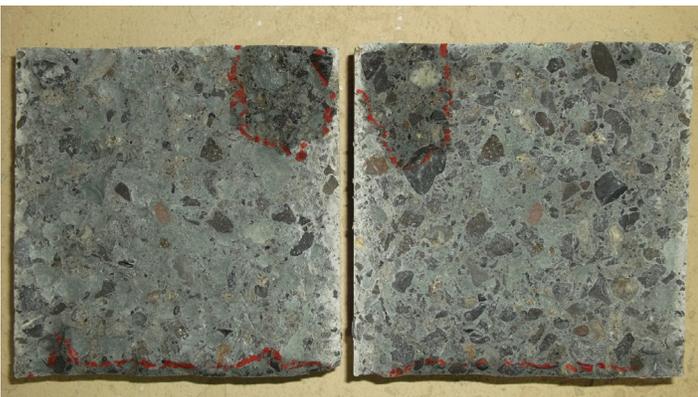


Figura 11. Permeabilidad del hormigón reciclado sin adición de cemento



Figura 12. Permeabilidad del hormigón reciclado con adición de un 5% de cemento

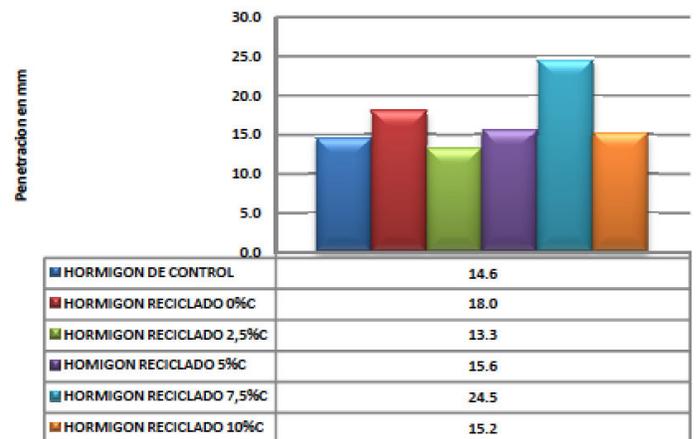


Figura 13. Permeabilidad promedio de las series



3. Conclusiones

Este trabajo establece la calidad de los hormigones elaborados con sustituciones de áridos reciclados, todo esto, en comparación a un hormigón tradicional para uso estructural.

Se analizó el comportamiento de hormigones reciclados con sustitución de un 23% del árido grueso, proveniente de probetas de hormigón de distinta procedencia.

Para lograr parámetros de confianza fue necesario caracterizar el árido reciclado, conocer su forma, comportamiento al desgaste, densidad y absorción, esta última aumenta considerablemente con respecto al árido natural. Para analizar su comportamiento claramente más inferior que un hormigón convencional, se han adicionado porcentajes de cemento para mejorar sus propiedades, de manera de lograr un hormigón con similares o iguales características que el hormigón de control.

Además de estudiar la resistencia de los hormigones reciclados se busco realizar pruebas de permeabilidad y determinación de aire, propiedades que tiene directa relación con su durabilidad. El hormigón de referencia se diseñó para resistir 30Mpa y su banda granulométrica se replicó para todas las amasadas de hormigones reciclados.

Sobre el hormigón reciclado fresco.

Las sustituciones de árido reciclado grueso provocan un aumento de la consistencia si estos no son saturados previamente, para el caso de las amasadas de las etapas A y B, no se observó pérdida de trabajabilidad obteniendo asentamientos que oscilaron entre los 2 a 5 cm.

Sin embargo en las amasadas de la etapa C se registraron conos de 1 cm, esto debido al tiempo en que se realizó la toma del asentamiento, correspondiente a una hora desde su vaciado a la bandeja de muestreo, a pesar de que las condiciones de temperatura ambiente y humedad del aire estaban controladas los hormigones reciclados luego de una hora pierden totalmente su trabajabilidad pero como se pudo apreciar en la figura 2.5 superaron la resistencia a la que fueron diseñados.

También hay aumento del contenido de aire en un lapsus de 18 minutos que es lo que se demora en tomar la segunda muestra de contenido de aire en hormigones

Debido a la granulometría gruesa de los hormigones fabricados, a medida que se adicionó cemento, la mezcla fue mucho más pastosa, la densidad del hormigón reciclado fresco es menor en comparación al hormigón de control en el mismo estado y según los datos de la amasada de la etapa C, aún adicionando el 10% de

cemento no logró alcanzar la misma densidad que el hormigón de control, los hormigones reciclados alcanzan densidades iguales o levemente superiores al hormigón de control sólo en estado endurecido. Asumiendo que el reemplazo de las cantidades árido fue en pesos idénticos al hormigón de control, hay una parte de mortero del árido reciclado que se desprende y no queda en la mezcla final.

Sobre el hormigón reciclado endurecido.

Densidad

La pérdida de densidad de hormigones reciclados endurecidos no suele traducirse en pérdidas de resistencia, como los datos lo demuestran densidades mayores a los 2400 Kg/m³ han tenido las más bajas resistencias a compresión en comparación a probetas menos densas. El porcentaje de sustitución es un factor determinante en la pérdida de densidad del hormigón reciclado y según los datos expuestos esta disminución corresponde a un 1% promedio, esta comparación solo es analizable para el hormigón de control y el hormigón reciclado sin adición de cemento.

La densidad es una propiedad que se recupera no en su 100% a medida que se agrega cemento a la mezcla, según lo experimentado agregar 10% de cemento es lo más cercano para obtener valores similares a el hormigón de control.

Mortero adherido

Se desconoce si la pérdida de masa o fracturación de los áridos reciclados, para este estudio es un factor a considerar. El árido reciclado se introdujo a la mezcla una vez agregados todos los componentes y solo estuvieron en la mezcladora una duración menor a 12 minutos para las etapas A y B y 6 minutos para la etapa C. Se hace necesario conocer el comportamiento del árido reciclado con más tiempo dentro de la mezcla.

Porcentaje se sustitución

El porcentaje de sustitución utilizado según distinta información consultada, no debía presentar variaciones en las propiedades de resistencia del hormigón reciclado con respecto al hormigón de control, en gran medida esto fue así, pero cabe mencionar que según los ensayos permeabilidad y determinación de aire son necesarias adiciones de cemento, no para lograr una mejor resistencia sino para optimizar su durabilidad.

Absorción

Según la absorción de agua del árido reciclado elegida para dosificar, ésta aumentó en un 32% el agua de absorción con respecto a un hormigón convencional, siendo una sustitución de un 23% de árido grueso reciclado efectiva. También tiene importancia la cantidad total de las fracciones incorporadas en la mezcla, por ejemplo, las dosificaciones de todas las amasadas tienen un 30% de tamaño 12,5 mm, un 30% de tamaño 9,5 mm y un 40% de tamaño 6,3 mm del total de árido reciclado incorporado (23%). Esto es muy importante ya que la partícula de 6,3 mm que está en mayor cantidad es la más absorbente, tiene menor densidad y es más desgastable. Se hace necesario investigar la incidencia de agregar grandes cantidades de partículas menores a 6,3 mm o también investigar otras proporciones de sustitución en hormigones reciclados.

Resistencia

La resistencia se ve afectada por el porcentaje de sustitución del árido reciclado y la mejor calidad del árido reciclado se ve definida por; la menor cantidad de mortero adherido a él y una menor absorción, parámetros que dependen de las características del hormigón de origen.

El impacto que provoca sobre las resistencias el porcentaje de sustitución, absorción de agua y mortero adherido de los áridos reciclados se ve compensada cuando detrás de ello hay una adición de cemento. Según los resultados no se presentan variaciones en la resistencia a compresión y flexotracción cuando la sustitución es de un 23% del árido grueso reciclado.

La adición acumulativa de un 2,5% de cemento provoca aumentos de resistencia a compresión entre 1,6 a 4,5 Mpa con respecto al hormigón de control para probetas de 15 cm de arista. Para cubos con arista 20 cm los incrementos de resistencia con respecto al hormigón de control aumentan de un 1 a 3 Mpa.

Y para la flexotracción el comportamiento también es creciente debido a las adiciones de cemento que aumentan la resistencia a flexotracción entre un 0,8 a 1,0 Mpa.

Contenido de Aire

Algo que está muy relacionado con la permeabilidad es la cantidad de aire en el hormigón las probetas confeccionadas a partir de este ensayo poseen gran cantidad de aire, esto es muy apreciable en las caras de las probetas, por lo que se puede decir que desde que se detiene el mezclado el hormigón reciclado incorpora aire a su estructura.

Sin embargo los resultados de las resistencias a compresión de las probetas con 15 cm de arista arrojaron valores y tendencias iguales a los hormigones con 20 cm de arista e incluso tienen resistencias mayores a estas últimas mencionadas. La adición de cemento más óptima para este caso fueron los hormigones reciclados con 7,5 % de cemento.

Permeabilidad

No hay una tendencia clara que asegure que la adición de cemento impida el avance del agua por presión, es más, queda demostrado que los hormigones reciclados carecen de impermeabilidad al agua estos se comportan de manera distinta al hormigón tradicional. Se cuestiona de gran manera la durabilidad de los hormigones reciclados, del comportamiento ante agentes químicos y ambientales que ingresen al hormigón reciclado y dañen su estructura. Es posible que la utilización de fracciones sobre los 9,5 mm, áridos con dos o más procesos de trituración o áridos reciclados lavados, sin contaminantes se comporten de mejor forma ante esta propiedad.

4. Referencias

- [1] López F., 2008, "Influencia de la variación de los parámetros de dosificación y fabricación de hormigón reciclado estructural", Tesis doctoral para optar al grado de doctor en ingeniería industrial, Universidad de Oviedo, España.
- [2] Etxeberria M et al. Grupo de trabajo "Hormigón Reciclado". Utilización de árido reciclado para la fabricación de hormigón estructural, 2003.
- [3] Ayman Hanoun Robas. "Influencia de la variación de las propiedades del árido reciclado en el hormigón endurecido". 2008.
- [4] Etxeberria M et al. "Influencia de la cantidad de árido grueso reciclado y producción proceso en las propiedades del hormigón áridos reciclados. Cemento y concreto de investigación, 2007.
- [5] Xiao J., Li J., Zhang Ch., "Mechanical properties of recycled aggregate concrete under uniaxial loading", Cement and Concrete Research 35 (2005) 1187- 1194.
- [6] Rahal K., "Mechanical properties of concrete with recycled coarse aggregate", building and environment 42 (2007) 407-415.
- [7] Asociación Científico - Técnica del hormigón estructural, "utilización de árido reciclado para la fabricación de hormigón estructural", monografía (ACHE); M-11, 2006.
- [8] Gonzalez- fonteboa B., Martines- Abella F., Carro Lopez D., Seara - Paz S. "Stress-strain relationship in axial compression for concrete using recycled saturated coarse aggregate", Construction and Building Materials 25 (2011) 2335-2342.
- [9] Bairagi N.K., Ravande K., Pareek V.K., "Behaviour of concrete with different proportions of natural and recycled aggregates", Resources conservations and recycling 9 (1993) 109-126.
- [10] Sánchez de Juan, M. "Estudio sobre la Utilización de Árido Reciclado en Hormigón Estructural". Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. 2005.
- [11] Bucarey, Arnoldo, 1996, "Cemento, Fabricación y Clasificación", 22.



Proceso de revisión por pares

El equipo editorial, conformado por dos profesionales del área de la Ingeniería en Construcción y el Editor, tienen la responsabilidad de recibir los artículos y emitir un primer juicio sobre los aspectos formales, además de rechazar un artículo cuando este no cumpla con las instrucciones básicas para su publicación y esté fuera de la temática de la Revista, o bien no cuente con suficiente mérito científico, tecnológico y académico.

El Editor enviará el artículo a un árbitro (miembro del Comité Editorial) especialista en el área del tema, el cual deberá realizar su evaluación de acuerdo a una pauta previamente confeccionada. Este árbitro deberá rechazar, aceptar, o bien aceptar con distinción un artículo. En caso de rechazo se deberá fundamentar esta situación, luego el artículo será devuelto al autor con las observaciones pertinentes.

Los árbitros o evaluadores deberán verificar que se cumplan todos los aspectos formales, además de comprobar que las conclusiones estén acordes con los diseños metodológicos expuestos y los objetivos planteados. Los árbitros conocerán la identidad de los autores, pero estos desconocerán a sus evaluadores.

De existir observaciones, sean menores o medianas, y si el artículo está aceptado, el Editor se contactará con el autor para que este realice las modificaciones indicadas en un plazo prudente, una vez realizadas estas modificaciones el artículo estará en condiciones de ser publicado.

Si el artículo no es aceptado será enviado a otro árbitro; si el rechazo es confirmado, el artículo lo será definitivamente y se comunicará al autor esta decisión y se enviarán las evaluaciones correspondientes.

Si el artículo es rechazado por un evaluador y aceptado por un segundo, se enviará el artículo a su autor con las evaluaciones correspondientes, una vez que se hayan realizado las modificaciones el Comité Editorial lo incluirá nuevamente en la lista de artículos para evaluar.



LABORATORIO MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

DEPARTAMENTO INGENIERÍA OBRAS CIVILES
UNIVERSIDAD DE LA FRONTERA

SERVICIOS DE NUESTRO LABORATORIO

ESTUDIO DE
MECÁNICA DE SUELOS

MUESTREO &
ANÁLISIS DE SUELOS

MUESTREO & ANÁLISIS DE
ÁRIDOS PARA DOSIFICACIÓN DE
HORMIGONES & MORTEROS

TOMA DE MUESTRAS DE
HORMIGÓN EN ESTADO FRESCO

EXTRACCIÓN & ENSAYO DE
TESTIGOS DE HORMIGÓN

ENSAYOS DE RESISTENCIA
MECÁNICA AL HORMIGÓN

ASESORÍAS DE
LABORATORIO

ÁREA MECÁNICA DE SUELOS
ÁREA ÁRIDOS & HORMIGONES

HORARIO DE ATENCIÓN
LUNES A VIERNES 09 A 13 HRS. & 14 A 19 HRS.
AVDA. FRANCISCO SALAZAR 01145 TEMUCO
FONO FAX 45 259 2818 LABMATERIALES@UFRO.CL



rioc.cl