

ارزیابی روانگرایی بستر دریا در اثر گذر موج

بهر روز گتمیری

دانشیار گروه مهندسی عمران - دانشکده فنی - دانشگاه تهران و دانشگاه پونز شوسه پاریس، فرانسه

آرش عاشور

فارغ التحصیل کارشناسی ارشد گروه مهندسی عمران - دانشکده فنی - دانشگاه تهران

(تاریخ دریافت ۸۱/۷/۱۰، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده ۸۲/۱۰/۴، تاریخ تصویب ۸۳/۱/۲۹)

چکیده

یکی از مسائل مهم در طراحی سازه‌های ساحلی و فراساحلی، روانگرایی بستر دریا در اثر گذر موج می‌باشد. این پدیده سبب شناور شدن خطوط لوله، افت مقاومت مهارها، کاهش مقاومت جانبی شمعها، نشست قطعات بتنی محافظ موجشکنها و آبستنگی موضعی بستر دریا میشود. به غیر از مسأله پایداری سازه‌ها، از نظر مهندسی سواحل مسأله پایداری بستر دریا از اهمیت زیادی برخوردار است. مکانیزم روانگرایی ناشی از موج، بسته به نحوه افزایش فشار آب منفذی به دو گروه طبقه‌بندی میشود. یک گروه، شبیه روانگرایی ناشی از زلزله، در اثر تنشهای برشی دوره‌های ایجاد میگردد. این تنشها موجب افزایش تدریجی فشار آب منفذی اضافی در بستر دریا و در نتیجه روانگرایی بستر میشود. به این نوع مکانیزم، روانگرایی پسماند گفته میشود. نوع دیگر روانگرایی ناشی از موج که به طور گذرا ۲ اتفاق می‌افتد و همراه با تراکم نهشته نیز می‌باشد، در اثر گوناگونی مکانی ۳ فشار منفذی در بستر دریا به وجود می‌آید. در این حالت انتشار فشار آب در نهشته بستر دریا، با میرایی و درنگ فاز ۴ همراه است و این امر سبب میشود که در زمانهایی، شرایط روانگرایی اولیه به وجود آید. در این مقاله، روانگرایی پسماند بررسی شده است. برای این منظور مقدار تنشها و فشار منفذی با استفاده از یک روش همبسته در بستر دریا با عمق محدود محاسبه شده و با استفاده از یک مدل ساده برای تولید فشار منفذی، مقادیر آن تخمین زده شده است. با استفاده از نسبت فشار منفذی میتوان امکان وقوع روانگرایی پسماند در بستر دریا را بررسی کرد. همچنین نتایج این روش با دیگر روشهای موجود مقایسه شده است.

واژه های کلیدی: روانگرایی، بستر دریا، موج، بارگذاری دوره‌های

مقدمه

بعد تنشهای حاصل از این فشار را با استفاده از نظریه کشسانی در نیمرخ خاک محاسبه نمودند و معادله بدست آمده را به طور تحلیلی حل نمودند. در سال ۱۹۸۳، ناتاراجا (Nataraja) و جیل (Gill) روشی ساده برای تحلیل روانگرایی ناشی از موج ارائه دادند. آنها مدعی شدند که این روش ساده می‌تواند به عنوان نخستین گام، این مسأله را تحلیل و روشن نماید که آیا نیاز به یک روش تحلیل پیچیده است یا نه [۵]. در سال ۱۹۸۴ ایشی‌هارا (Ishihara) و یامازاکی (Yamazaki) با فرض عدم زهکشی خاک در هنگام بارگذاری موج، برای ارزیابی روانگرایی ناشی از موج در رسوبات ماسه‌ای بستر دریا روشی را ارائه دادند [۶].

تنشهای ناشی از موج در بستر دریا

وقتی امواج آب در روی یک بستر متخلخل مانند بستر ماسه‌ای انتشار پیدا می‌کنند، سیال در محیط متخلخل نفوذ می‌کند و در آن تغییرشکل ایجاد می‌شود.

نزدیک به سه دهه است که مسأله روانگرایی ناشی از موج مورد توجه بسیاری از پژوهشگران مهندسی ژئوتکنیک قرار گرفته است. شاید برای نخستین بار، بیروم (Bjerrum) در سال ۱۹۷۳، در ارتباط با طراحی پی سازه‌های دریای شمال، امکان روانگرایی ناشی از موج را در بستر دریا، تحلیل نمود [۱]. کریستین (Christian) و همکاران در سال ۱۹۷۴، تحلیلی برای ارزیابی قابلیت روانگرایی در خاکهایی که تحت تأثیر امواج می‌باشند، ارائه دادند [۲]. لی (Lee) و فوکت (Focht) در سال ۱۹۷۵، جهت طراحی یک تانک ذخیره نفت (تانک اکوفیسک^۱)، در دریای شمال که بر ماسه‌ای متراکم به ضخامت حدود ۲۵ متر قرار داشته، امکان روانگرایی ناشی از امواج را بررسی نمودند [۳]. سید (Seed) و رحمان (Rahman) در سال ۱۹۷۷ مسأله روانگرایی ناشی از موج را تحلیل نمودند [۴]. آنها فشار ناشی از موج وارد بر کف بستر نیمه بی‌نهایت را براساس تئوری خطی ایری به دست آوردند و

آورد. نتایج این راه حل در حالت خاص سطح افقی منطبق بر جوابهای راه حل فانگ و یاماموتو-مدسن می‌باشد. در پژوهش دیگری از گتمیری (۱۹۹۰)، وی با استفاده از روش اجزای محدود، تنشهای مؤثر و فشار ناشی از موج را در بستر با ضخامت محدود بدست آورد [۱۶]. سو (Hsu) و همکاران (۱۹۹۳) مسأله را برای حالت سه بعدی امواج با استفاده از تئوری موج با تاج کوتاه، برای ضخامت بستر نامحدود حل کردند [۱۷]. در حالتی که عمق بستر دریا محدود باشد، حل معادله به صورت تحلیلی مشکل می‌شود. می (Mei) و فودا (Foda) با استفاده از تقریب لایه مرزی، روشی را برای این حالت ارائه کردند [۱۸]. گتمیری و صدیقی (۱۳۷۸) روشی تحلیلی برای حل این معادله در حالت بستر غیر همگن و غیر همسان با ضخامت محدود ارائه کردند [۱۹]. در این تحقیق، برای بدست آوردن تنشها از این روش استفاده شده است که در ادامه توضیح داده خواهد شد. لازم به ذکر است که بستر دریا از نظر خصوصیات الاستیکی، همسان در نظر گرفته شده است. با استفاده از معادله بیو، معادله حاکم بر جریان سیال تراکم‌پذیر در یک محیط متخلخل تراکم‌پذیر با فرض غیرهمسانی هیدرولیکی، در حالت دو بعدی به صورت زیر بدست می‌آید:

$$\frac{K_x}{K_z} \frac{\partial^2 P}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 P}{\partial z^2} - \frac{\gamma_w n' \beta}{K_z} \frac{\partial P}{\partial t} = \frac{\gamma_w}{K_z} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (1)$$

K_x و K_z ضرایب تراوایی خاک در جهت x و z ، n تخلخل، β تراکم‌پذیری سیال، G مدول برشی خاک، μ نسبت پواسون، u مؤلفه تغییر شکل در جهت x ، v مؤلفه تغییر شکل در جهت z .

در دستگاه مختصات دوبعدی، معادلات تعادل برای مصالح الاستیک به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = \frac{\partial P}{\partial x} \quad (2)$$

$$\frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} = \frac{\partial P}{\partial z} \quad (3)$$

براساس قانون هوک، تنشهای مؤثر به وسیله روابط زیر به تنشها و تغییر شکلها مربوط می‌شود.

بنابراین واکنش بستر به امواج آب، در واقع ترکیبی از اثرات مکانیکی جامد و سیال است. پوتنام (Putnam) نخستین کسی بود که تغییرات فشار در بستر دریا در اثر موج را مورد بررسی قرار داد [۷]. او بستر دریا را صلب، سیال منفذی را گرانرو و تراکم‌ناپذیر و جریان را خطی^۲ فرض نمود. لیو (Liu) و همکاران در سال ۱۹۷۳، عبارت ساده‌ای برای دامنه فشار منفذی در عمق بستر، بر اساس راه حل پوتنام ارائه نمودند [۸]. اسلیث (Sleath) [۹]، تحلیل پوتنام را برای حالت غیرهمسان^۳ هیدرولیکی ادامه داد. موشاجن (Moshagen) و توروم (Torum) [۱۰]، آب را تراکم‌پذیر و اسکلت ماسه را صلب در نظر گرفتند. این فرض بسیار غیرواقعی می‌باشد و منجر به روند کاهنده‌تری برای فشار آب منفذی با ژرفا (به جز برای ماسه‌های خیلی درشت) می‌گردد. برای یک بارگذاری سینوسی استاتیکی اعمال شده به بستری همگن، همسان و نیمه بی‌نهایت کشسان، فانگ [۱۱] راه حلی بر مبنای تئوری کشسانی به دست آورد. تمامی روشهای فوق، برای تعیین فشارها و تنشهای ناشی از موج در بستر دریا، را روشهای غیر همبسته^۴ می‌نامند. زیرا در این روشها نه اندرکنش اسکلت خاک و آب منفذی مد نظر قرار می‌گیرد و نه خواص مکانیکی خاک. روش دیگر تحلیل را که بر تئوری تحکیم بیو (Biot) [۱۲] متکی است، تحلیل همبسته^۵ می‌نامند. در تئوری بیو برای رفتار محیط متخلخل کشسان، فرضهای زیر در نظر گرفته شده است:

۱- رفتار خاک از قانون هوک پیروی می‌کند یعنی خاک دارای ویژگی‌های خطی، برگشت‌پذیر^۶، همسان و بدون درنگ^۷ می‌باشد.

۲- سیال منفذی تراکم‌پذیر و فرض می‌شود که حرکت سیال از قانون دارسی پیروی می‌کند.

یاماموتو (Yamamoto) [۱۳] و مدسن (Madsen) [۱۴] به طور هم زمان و مستقل از هم در سال ۱۹۷۸، معادله تحکیم بیو را برای فشار منفذی و تنشهای مؤثر در محیط متخلخل الاستیک با بستر افقی در کف دریا که تحت تأثیر عبور موج گذرای سینوسی می‌باشد، به طور تحلیلی حل نمودند. گتمیری [۱۵] با استفاده از تبدیل ملین^۸ یک راه حل کلی برای تنشهای کل و فشار منفذی در یک گوه بیکران، تحت شرایط بارگذاری به طور نسبی کلی به دست

همچنین با معرفی رابطه (۹)، در رابطه تعادل (۳) رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\frac{\partial^2 \sigma'_x}{\partial z^2} + ik\tau_{xz} = \frac{\partial \sigma'_x}{\partial z} + \frac{1}{ik} \frac{\partial^2 \tau_{xz}}{\partial z^2} \quad (11)$$

با معرفی روابط رفتاری (۴) الی (۶) در رابطه (۱۱)، پس از ساده‌سازی رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\frac{\partial^2 v}{\partial z^2} - k^2 v = \frac{1}{ik} \left(\frac{\partial^3 u}{\partial z^3} - k^2 \frac{\partial u}{\partial z} \right) \quad (12)$$

برای ساده کردن معادلات فرض می‌شود:

$$Pr = \frac{K_x k^2}{K_z} - \frac{i\omega\gamma_w n'\beta}{K_z} \quad (13)$$

با قرار دادن روابط رفتاری در معادله (۱۰)، معادله زیر بدست می‌آید:

$$\frac{G}{1-2\mu} \frac{\partial^3 v}{\partial z^3} - \frac{\partial v}{\partial z} \left(\frac{PrG}{1-2\mu} - \frac{i\omega\gamma_w}{K_z} \right) = \frac{G}{ik} \frac{\partial^4 u}{\partial z^4} - \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \left(\frac{2G(1-\mu)ik}{1-2\mu} - \frac{PrG}{ik} \right) + u \left(\frac{2G(1-\mu)Pr ik}{1-2\mu} + \frac{\gamma_w \omega k}{K_z} \right) \quad (14)$$

با مشتق گرفتن از معادله (۱۲) رابطه (۱۵) بدست می‌آید:

$$\frac{\partial^3 v}{\partial z^3} = \frac{1}{ik} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + ik \frac{\partial^4 u}{\partial z^4} + k^2 \frac{\partial v}{\partial z} \quad (15)$$

با جاگذاری این رابطه در رابطه (۱۴)، رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\frac{\partial v}{\partial z} = \left\{ \frac{\partial^4 u}{\partial z^4} \left(\frac{-2G(1-\mu)}{ik(1-2\mu)} \right) + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \left(\frac{2G(1-\mu)ik - kG}{1-2\mu} - \frac{PrG}{ik} \right) + u \left(\frac{2G(1-\mu)Pr ik}{1-2\mu} + \frac{\gamma_w \omega k}{K_z} \right) \right\} \left/ \left\{ \frac{Gk^2 - PrG}{1-2\mu} + \frac{i\omega\gamma_w}{K_z} \right\} \right. \quad (16)$$

پس از جاگذاری رابطه بالا در معادله (۱۴)، یک معادله دیفرانسیل مرتبه شش بدست می‌آید.

$$\sigma'_x = 2G \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\mu}{1-2\mu} \varepsilon \right) \quad (4)$$

$$\sigma'_z = 2G \left(\frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\mu}{1-2\mu} \varepsilon \right) \quad (5)$$

$$\tau_{xz} = G \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) = \tau_{zx} \quad (6)$$

تنجش حجمی برای یک مسأله سه بعدی از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$\varepsilon = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \quad (7)$$

فشار دینامیکی ناشی از موج در سطح بستر دریا از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$P_o = \text{Re} \left\{ \frac{\gamma_w H}{2 \cosh kd} e^{i(kx-\omega t)} \right\}$$

چون تمام متغیرهای معادله خطی حاکم مختلط بوده و از طریق جمله $e^{i(kx-\omega t)}$ تابع x و t می‌باشند، مشتق هر متغیر نسبت به x و t به صورت حاصل ضرب آن متغیر در ik یا $-i\omega$ در می‌آید:

$$\frac{\partial}{\partial x} e^{i(kx-\omega t)} = ike^{i(kx-\omega t)}$$

$$\frac{\partial}{\partial t} e^{i(kx-\omega t)} = -i\omega e^{i(kx-\omega t)}$$

بنابراین معادله (۱) به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\frac{\partial^2 P}{\partial z^2} - \left(\frac{K_x}{K_z} - \frac{i\omega\gamma_w n'\beta}{K_z} \right) P = \frac{-i\omega\gamma_w}{K_z} \left(iku + \frac{\partial v}{\partial z} \right) \quad (8)$$

همچنین رابطه تعادل (۲) به صورت زیر در می‌آید:

$$P = \left(\sigma'_x + \frac{1}{ik} \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} \right) \quad (9)$$

با قرار دادن رابطه (۹) در (۸) رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\frac{\partial^2 \sigma'_x}{\partial z^2} + \frac{1}{ik} \frac{\partial^3 \tau_{xz}}{\partial z^3} - \left(\frac{K_x}{K_z} - \frac{i\omega\gamma_w n'\beta}{K_z} \right) \left(\sigma_x + \frac{1}{ik} \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} \right) = \frac{-i\omega\gamma_w}{K_z} \left(iku + \frac{\partial v}{\partial z} \right) \quad (10)$$

$$P = P_0 \cos(mkx - \omega t) \quad (23)$$

همچنین در عمق d بستر دریا (سطح بستر سنگی) داریم:

$$u = v = \frac{\partial P}{\partial z} = 0 \quad (24)$$

به این ترتیب از شش شرط مرزی فوق، شش معادله برای حل شش مجهول a_1 تا a_6 بدست می‌آید. به کمک این شش مجهول می‌توان تغییر مکان افقی و قائم، فشار منفذی، تنش برشی و تنشهای افقی و قائم را در عمق بستر بدست آورد.

مکانیزم ایجاد فشار منفذی اضافی در بستر

با توجه به طبیعت پیشروی امواج، واکنش فشار آب منفذی را می‌توان یک بعدی در نظر گرفت. از یک المان خاک با ابعاد بسیار کوچک جریان خطی q می‌گذرد. چون مسأله یک بعدی در نظر گرفته شده، بنابراین جریان در راستای افقی صفر است. جریان ورودی به پایین المان خاک از رابطه $q = kia$ که a مساحت رویه پایین المان است، به دست می‌آید (برای طول واحد عمود بر المان).

$$q = K_z \left(-\frac{\partial h}{\partial z} \right) dx \quad (25)$$

در این رابطه h ، بار آبی کل می‌باشد. جریان خروجی از رویه بالایی به شرح زیر می‌باشد.

$$q = \left(K_z + \frac{\partial K_z}{\partial z} dz \right) \left(-\frac{\partial h}{\partial z} - \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dz \right) dx \quad (26)$$

به این ترتیب، مؤلفه قائم جریان خالص به داخل المان عبارت است از:

$$\Delta q = \left(K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + \frac{\partial K_z}{\partial z} \frac{\partial h}{\partial z} + \frac{\partial K_z}{\partial z} \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dz \right) dx dz \quad (27)$$

با فرض شرایط تراوایی ثابت، این رابطه به شکل زیر در می‌آید.

$$\Delta q = \left(K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) dx dz \quad (28)$$

اگر حجم آب داخل جزء برابر V_w باشد، در این صورت

$$q_1 \frac{\partial^6 u}{\partial z^6} + q_2 \frac{\partial^4 u}{\partial z^4} + q_3 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + q_4 = 0 \quad (17)$$

جهت سادگی، از ضرایب q_1 و q_2 و q_3 و q_4 استفاده شده است. معادله مشخصه معادله دیفرانسیل فوق به شکل زیر است:

$$q_1 r^6 + q_2 r^4 + q_3 r^2 + q_4 = 0 \quad (18)$$

این معادله دارای شش ریشه است که دو به دو با هم قرینه هستند. در این صورت جواب عمومی معادله دیفرانسیل را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$u = e^{i(kx - \omega t)} \left(a_1 e^{r_1 z} + a_2 e^{-r_1 z} + a_3 e^{r_2 z} + a_4 e^{-r_2 z} + a_5 e^{r_3 z} + a_6 e^{-r_3 z} \right) \quad (19)$$

معادله فوق بیانگر تغییر مکان افقی در بستر می‌باشد. با انتگرال گیری از رابطه (۱۶) عبارت زیر برای تغییر مکان قائم بدست می‌آید:

$$v = e^{i(kx - \omega t)} \left(b_1 e^{r_1 z} + b_2 e^{-r_1 z} + b_3 e^{r_2 z} + b_4 e^{-r_2 z} + b_5 e^{r_3 z} + b_6 e^{-r_3 z} + k^* \right) \quad (20)$$

با بررسی رابطه (۱۲) مشخص می‌گردد که k^* صفر است. حال با جاگذاری رابطه رفتاری (۴) در رابطه تعادل (۲) و ساده‌سازی معادلات ریاضی، رابطه زیر برای بیان فشار منفذی بدست می‌آید:

$$P = e^{i(kx - \omega t)} \left(c_1 e^{r_1 z} + c_2 e^{-r_1 z} + c_3 e^{r_2 z} + c_4 e^{-r_2 z} + c_5 e^{r_3 z} + c_6 e^{-r_3 z} \right) \quad (21)$$

ضرایب این معادلات برحسب a_1 تا a_6 بیان می‌گردند. به این ترتیب روابط معرف v و P بر حسب مجهولات a_1 تا a_6 بدست می‌آیند. تنش‌های مؤثر قائم و افقی و تنش مؤثر برشی نیز به کمک روابط رفتاری بر حسب همین مجهولات قابل محاسبه هستند. برای محاسبه شش مجهول a_1 تا a_6 شش شرط مرزی لازم می‌باشد. در سطح بستر، تنش مؤثر قائم برابر صفر، تنش برشی بسیار کوچک که قابل صرف‌نظر کردن است و فشار سینوسی وجود دارد. یعنی:

$$\sigma'_z = \tau_{xz} = 0 \quad (22)$$

تغییر دبی جریان برابر است با:

$$\Delta q = \frac{\partial V_w}{\partial t} \quad (29)$$

با استفاده از روابط (۲۸) و (۲۹) و با فرض $h = y + \frac{P}{\gamma_w}$

می‌توان نوشت:

$$\left(\frac{K_z}{\gamma_w} \frac{\partial^2 P}{\partial z^2}\right) dx dz = \frac{\partial V_w}{\partial t} \quad (30)$$

تغییر حجم آب $\left(\frac{\partial V_w}{\partial t}\right)$ بخشی به لحاظ تراکم‌پذیری آب

و بخشی نیز به لحاظ زهکشی اتفاق می‌افتد. پس می‌توان نوشت:

$$\frac{\partial V_w}{\partial t} = -\left(-n\beta \frac{\partial P}{\partial t}\right) dx dz + \left(\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t}\right) dx dz \quad (31)$$

در رابطه اخیر، ε_v تغییر شکل نسبی حجمی است (در این رابطه افزایش حجم مثبت فرض می‌شود). بنابراین می‌توان رابطه (۳۰) را بصورت زیر نوشت:

$$\frac{K_y}{\gamma_w} \frac{\partial^2 P}{\partial y^2} = n\beta \frac{\partial P}{\partial t} - \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \quad (32)$$

در این معادله P فشار آب منفذی اضافی خالص (علاوه بر فشار هیدرواستاتیک) می‌باشد. در یک مدت زمان Δt ، فرض می‌شود که تغییر خالص فشار منفذی در داخل المان خاک برابر با ΔP باشد. اگر Ψ تابعی باشد که آهنگ تولید فشار منفذی در اثر اعمال تنش برشی دوره‌ای را در شرایط زهکشی نشده نشان بدهد، تغییر فشار منفذی در اثر فرآیند اتلاف در همان مدت زمان برابر با $(\Psi \Delta t - \Delta P)$ و در نتیجه تغییر تنش حجمی مؤثر $(\Delta P - \Psi \Delta t)$ می‌باشد. افزایش فشار منفذی ناشی از عمل تنش برشی دوره‌ای (در شرایط زهکشی نشده) ناشی از قرارگیری مجدد ذرات در جزء خاک است. بنابراین تغییر حجم جزء خاک که با فرض اشباع بودن توده خاک برابر با تغییر حجم آب است، برابر با تغییر تنش حجمی مؤثر، در جزء خاک می‌باشد. در این صورت رابطه زیر بدست می‌آید.

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = m_v \frac{\partial \sigma'}{\partial t} = m_v \left(\frac{\partial p}{\partial t} - \Psi\right) \quad (33)$$

در این رابطه m_v ضریب تراکم‌پذیری حجمی است. با قرار دادن رابطه (۳۳) در رابطه (۳۲)، معادله زیر به دست می‌آید:

$$\frac{K_z}{\gamma_w} \frac{\partial^2 P}{\partial z^2} = -n\beta \frac{\partial p}{\partial t} + m_v \left(\frac{\partial p}{\partial t} - \Psi\right) \quad (34)$$

توجه شود که در این رابطه، کاهش حجم مثبت پنداشته می‌شود و بنابراین جملات سمت راست این معادله نسبت به معادله (۳۲) در یک علامت منفی ضرب شده است. با تقسیم طرفین این معادله بر m_v و مرتب کردن آن، رابطه زیر به دست می‌آید.

$$\frac{K_z}{m_v \gamma_w} \frac{\partial^2 P}{\partial z^2} = \left(1 - \frac{n\beta}{m_v}\right) \frac{\partial P}{\partial t} - \Psi \quad (35)$$

و با فرض $\frac{K_y}{m_v \gamma_w} = C_z$ و $1 - \frac{n\beta}{m_v} = C$ معادله (۳۵) به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$C_z \frac{\partial^2 P}{\partial z^2} = C \frac{\partial P}{\partial t} - \Psi \quad (36)$$

آهنگ تولید فشار منفذی

در معادله (۳۶)، همه جملات به غیر از Ψ مشخص می‌باشد و چنانچه در پیش تعریف شده است، Ψ تابعی می‌باشد که تولید فشار آب منفذی را در شرایط زهکشی نشده نشان می‌دهد. فشار آب منفذی تولید شده را چنانچه در حین مشاهدات آزمایشگاهی دیده شده است، می‌توان به صورت زیر نوشت [۴].

$$\frac{P}{\sigma'_0} = \frac{2}{\pi} \arcsin\left(\frac{N}{N_L}\right)^{1/2\theta} \quad (37)$$

در این رابطه، P فشار منفذی تولید شده، σ'_0 تنش مؤثر قائم اولیه، N تعداد دوره‌های تنش برشی در سطح مشخص، N_L تعداد دوره‌های لازم در همان سطح مشخص تنش برشی برای ایجاد شرایط روانگرایی اولیه (یعنی $\frac{P}{\sigma'_0} = 1$) و θ ثابت تجربی است. این رابطه برای

مقادیر مختلف θ در شکل (۱) ترسیم شده است.

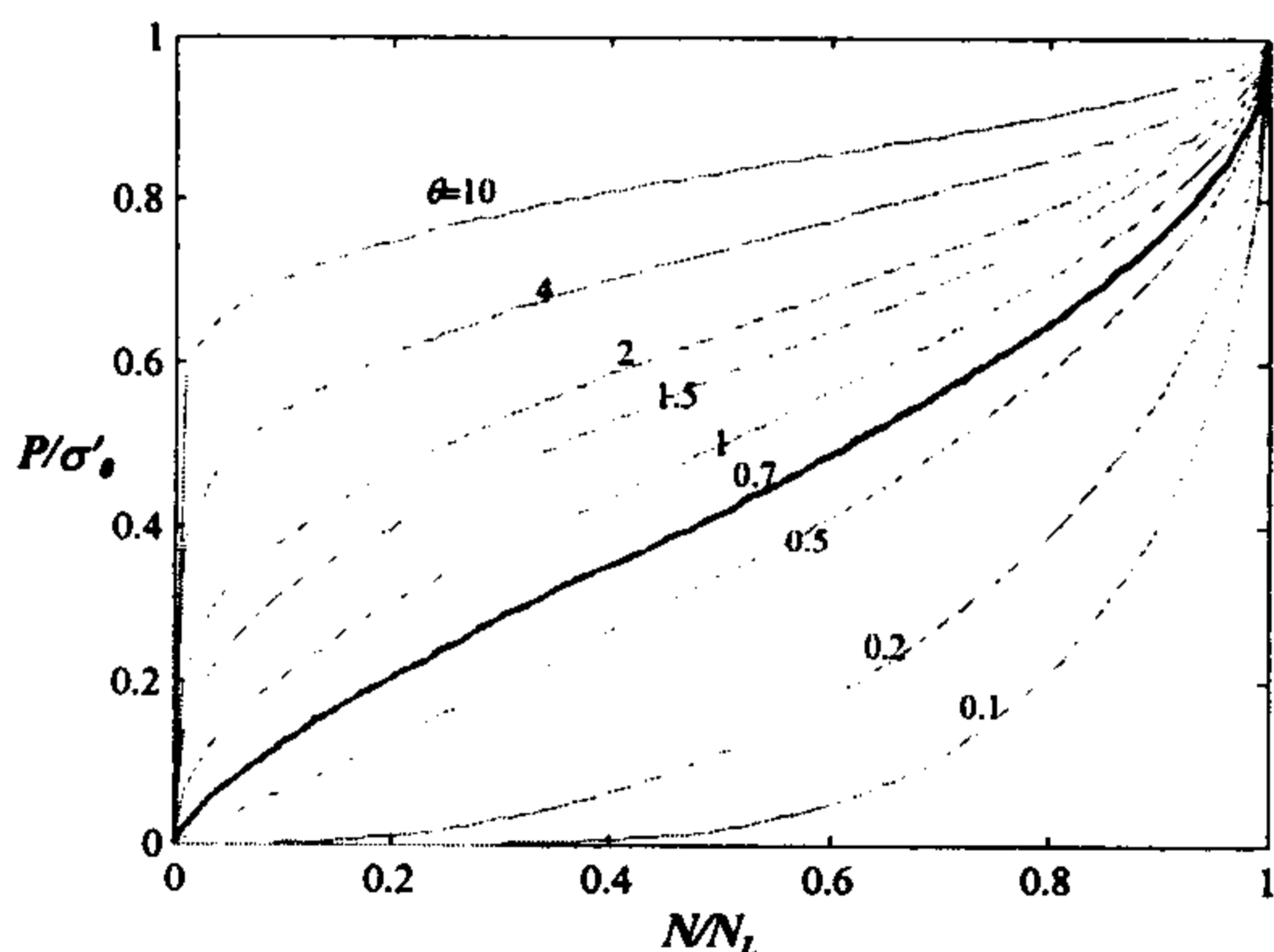
سید و همکاران [۴] مقدار ۰/۷ را برای θ پیشنهاد

سرانجام با قرار دادن Ψ از رابطه (۴۱) در معادله (۳۶)، معادله حاکم بر تولید و اتلاف فشار منفذی اضافی به صورت زیر در می‌آید.

$$C_z \frac{\partial^2 P}{\partial z^2} = C \frac{\partial P}{\partial t} - \sigma'_0 \left(\frac{\tau_i}{a \sigma'_0 D_r} \right)^{\frac{1}{b}} \times \frac{1}{T} \quad (42)$$

شرایط مرزی و اولیه حاکم بر این معادله عبارتند از:

$$\begin{aligned} P(0, t) &= 0 \\ \frac{\partial P}{\partial z}(d, t) &= 0 \\ P(z, 0) &= 0 \quad \leq z \leq d \end{aligned} \quad (43)$$



شکل ۱: نرخ تولید فشار منفذی.

برای حل این معادله از روش تفاضل‌های محدود استفاده می‌شود. بدلیل مسائل پایداری، روش ضمنی انتخاب می‌شود. با استفاده از تقریب تفاضل مرکزی برای مشتق‌های مکانی و تقریب تفاضل پیشرو برای مشتق‌های زمانی، می‌توان معادله (۳۶) را به صورت زیر نوشت:

$$C \frac{P_i^{n+1} - P_i^n}{\Delta t} - C_z \frac{P_{i+1}^{n+1} - 2P_i^{n+1} + P_{i-1}^{n+1}}{(\Delta z)^2} - \Psi = 0 \quad (44)$$

معادله (۴۴) را می‌توان به صورت زیر بازنویسی کرد:

$$\begin{aligned} \frac{C_z \Delta t}{C(\Delta z)^2} P_{i-1}^{n+1} - \left[1 + 2 \frac{C_z \Delta t}{C(\Delta z)^2} \right] P_i^{n+1} + \\ \frac{C_z \Delta t}{C(\Delta z)^2} P_{i+1}^{n+1} = -P_i^n - \frac{\Psi \Delta t}{C} \end{aligned} \quad (45)$$

این معادله را با تعریف ضرایب جمله‌های P_i^{n+1} و P_{i-1}^{n+1} و همچنین طرف راست آن به صورت D_i^n ، به شکل کلی زیر خلاصه کرد:

می‌کنند که برای بسیاری از خاکها، مقدار میانگینی است. با بررسی این مقدار میانگین برای تولید فشار آب منفذی، پنداشتن تغییرات خطی برای $\frac{P}{\sigma'_0}$ و $\frac{N}{N_L}$ ، تقریب درستی است. بنابراین می‌توان نوشت:

$$\frac{P}{\sigma'_0} = \frac{N}{N_L} \quad (38)$$

بنابراین آهنگ تولید فشار منفذی، Ψ را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\Psi = \frac{\partial P}{\partial t} = \frac{\partial P}{\partial N} \cdot \frac{\partial N}{\partial t} = \sigma'_0 \left(\frac{1}{N_L} \right) \frac{1}{T} \quad (39)$$

در این رابطه، T دوره تناوب موج طرح است و بقیه پارامترها در پیش تعریف شده‌اند. برای بدست آوردن N_L فاجیولی (Faccioli) در سال ۱۹۷۳، رابطه زیر را پیشنهاد نموده است [۲۰]:

$$\frac{\bar{\tau}}{\sigma'_0 D_r} = \bar{a} N_L^{-\bar{b}} \quad (40)$$

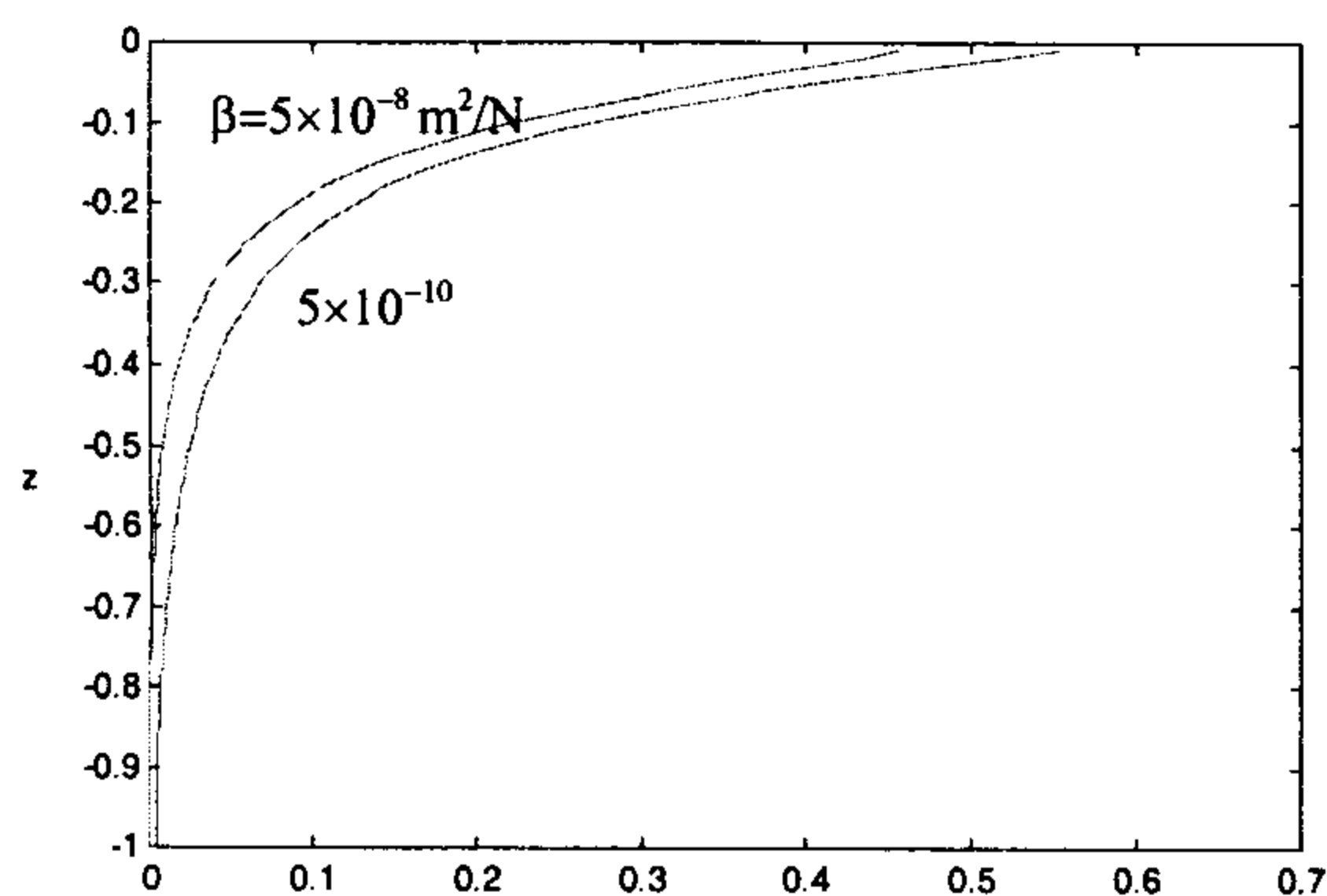
$\bar{\tau}$ = دامنه تنش برشی دوره‌ای؛ σ'_0 = تنش مؤثر قائم اولیه؛ D_r = تراکم نسبی ماسه‌ها.

فاجیولی مقادیر $\bar{a} = 0.488$ و $\bar{b} = 0.11864$ را پیشنهاد نموده است [۲۰]. ایشی‌هارا و یامازاکی [۶] دریافتند که با دوران تنشهای اصلی به طور پیوسته، مقاومت برشی دوره‌ای، ۳۰ درصد کمتر از مقاومت اندازه‌گیری شده در آزمونها بدون دوران تنشهای اصلی برای انواع گوناگون خاک با تراکم‌های نسبی گوناگون می‌باشد. بر این اساس، رحمان و جابر [۲۱] پیشنهاد می‌کنند که مقادیر $\bar{a} = 0.3$ و $\bar{b} = 0.2$ انتخاب شوند. لازم به یادآوری است که در صورت امکان، باید مقادیر ثابت‌های \bar{a} و \bar{b} را از آزمون‌های آزمایشگاهی بر روی ماسه تحت مطالعه، بدست آورد.

با ترکیب دو معادله (۳۹) و (۴۰)، آهنگ تولید فشار آب منفذی به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\Psi = \sigma'_0 \left(\frac{\bar{\tau}}{a \sigma'_0 D_r} \right)^{\frac{1}{b}} \frac{1}{T} \quad (41)$$

همه پارامترها ثابت فرض شده و فقط مقدار تراکم نسبی تغییر داده شده است. همانطور که در شکل (۵) دیده می‌شود، با کاهش تراکم نسبی، نسبت فشار منفذی به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد، در نتیجه عمق روانگرایی بطور قابل توجهی افزایش می‌یابد. برای تراکم نسبی ۰/۶، عمق روانگرایی از روش ایشی‌هارا و یامازاکی ۱۱/۸ متر، از روش ناتاراجا و جیل ۱۳ متر و از روش ارائه شده ۲۱/۷ متر بدست می‌آید. برای تراکم نسبی ۰/۵، عمق روانگرایی از روش ایشی‌هارا و یامازاکی ۱۴/۶ متر، از روش ناتاراجا و جیل ۱۷/۹ متر و از روش ارائه شده ۳۵/۳ متر برآورد می‌شود. همانطور که ملاحظه می‌شود، در روشهایی که اثر زهکشی در نظر گرفته نمی‌شود (روش ایشی‌هارا و یامازاکی و روش ناتاراجا و جیل)، حساسیت به تراکم نسبی کمتر است. همچنین برای خاکهای با تراکم‌پذیری کم، روشهای زهکشی نشده عمق روانگرایی را بسیار کمتر از روشهای زهکشی شده برآورد می‌کنند. با توجه به اینکه محیط نیمه بی‌نهایت فرض شده است، روش رحمان و جابر نیز جوابهای روش ارائه شده را بدست می‌دهد.



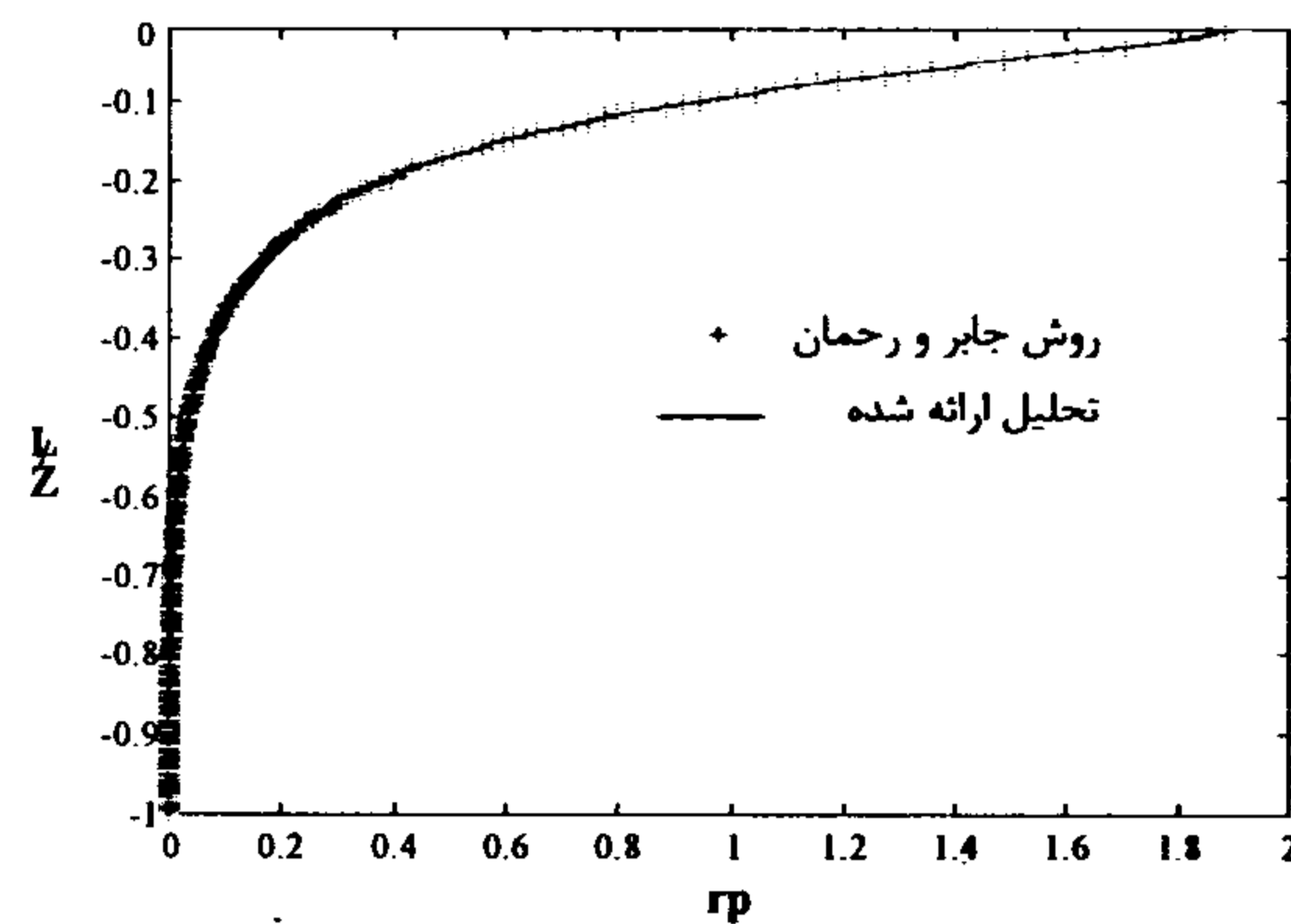
شکل ۴: توزیع نسبت فشار منفذی در عمق بستر با توجه به تغییرات ضریب تراکم‌پذیری آب.

اثر نفوذپذیری

همانطور که در شکل (۶) مشاهده می‌شود، با کاهش نفوذپذیری خاک، مقدار نسبت فشار منفذی در نزدیک سطح بستر افزایش می‌یابد. به عبارت دیگر گسترش فشار منفذی در بستر، برای خاکهای با نفوذپذیری بیشتر، یکنواخت‌تر است. برای نفوذپذیری 2×10^{-3} متر بر ثانیه، همانطور که در شکل (۶) دیده می‌شود، نسبت فشار منفذی کوچکتر از یک است، در

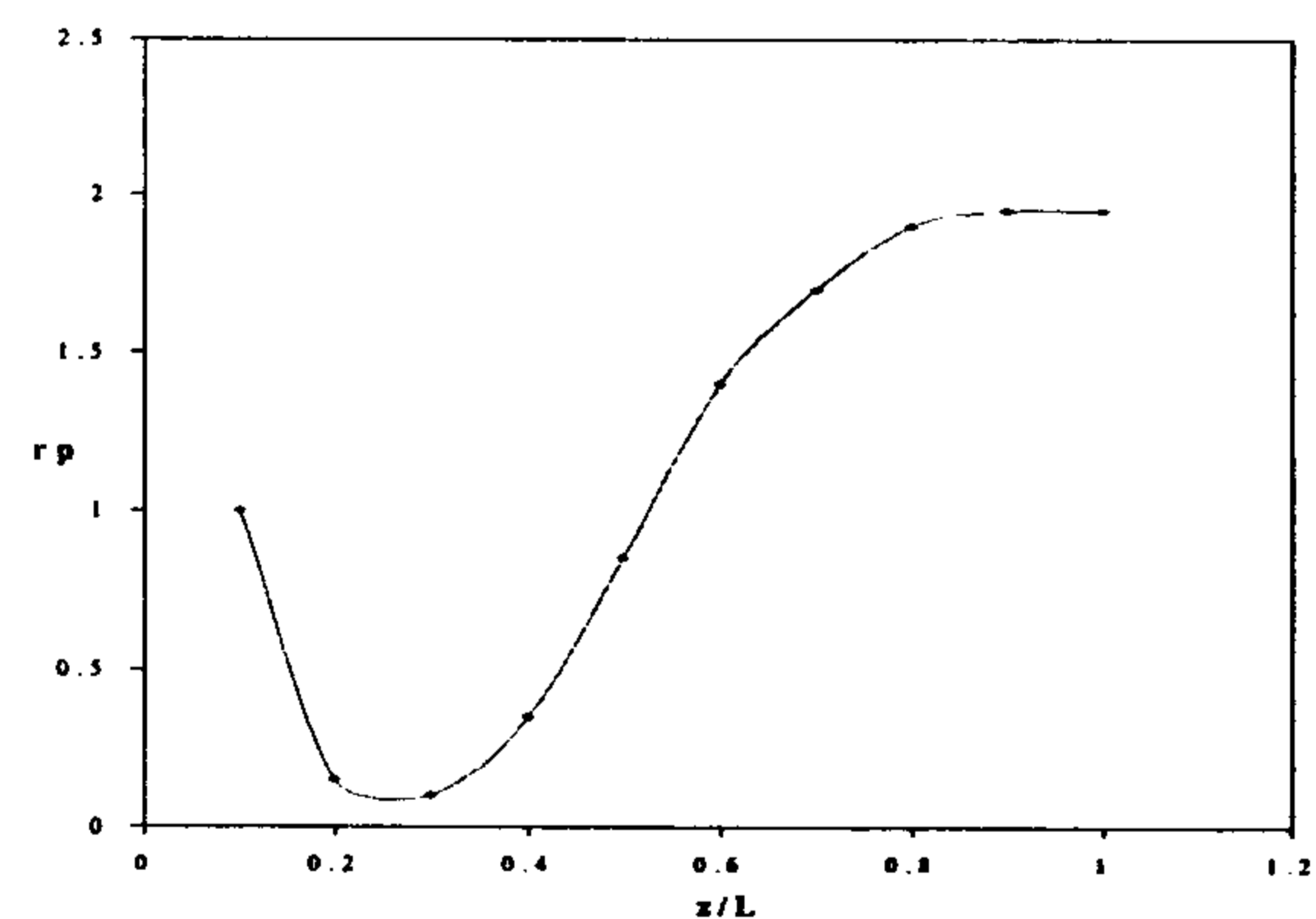
تأثیر تراکم‌پذیری سیال

برای روشن شدن اثر تراکم‌پذیری سیال مثال فوق برای تراکم‌پذیری $5 \times 10^{-8} m^2/N$ دوباره حل شده است. همانطور که در شکل (۴) نشان داده شده است، در اثر کاهش تراکم‌پذیری، مقدار نسبت فشار منفذی و در نتیجه عمق روانگرایی کمی افزایش می‌یابد ولی این تغییر بسیار ناچیز است.



شکل ۵: نمودار نسبت فشار منفذی بی‌بعد در عمق (مقایسه نتایج روش رحمان و جابر با تحلیل ارائه شده).

لازم به ذکر است که در آب عمیق معمولاً درجه اشباع ۱۰۰٪ است، در این صورت مقدار تراکم‌پذیری سیال $5 \times 10^{-10} m^2/N$ است. ولی در آب کم عمق، به ویژه در نزدیک منطقه شکست موج، مقدار درجه اشباع تا حدود ۹۷٪ کاهش می‌یابد. در نتیجه مقدار تراکم‌پذیری سیال تا حدود $5 \times 10^{-8} m^2/N$ افزایش می‌یابد.

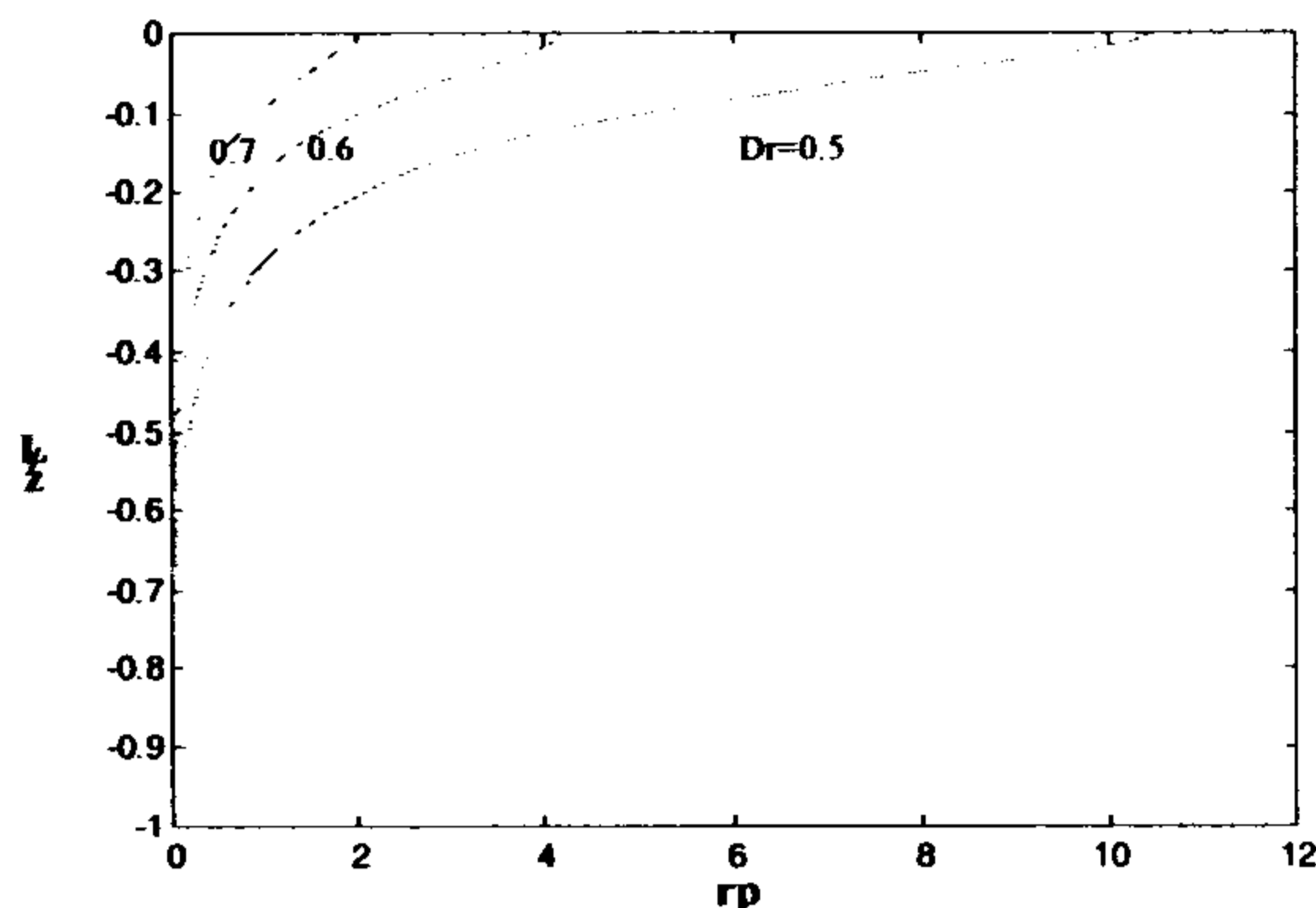


شکل ۶: نسبت فشار منفذی در سطح بستر با توجه به تغییرات ضخامت بستر.

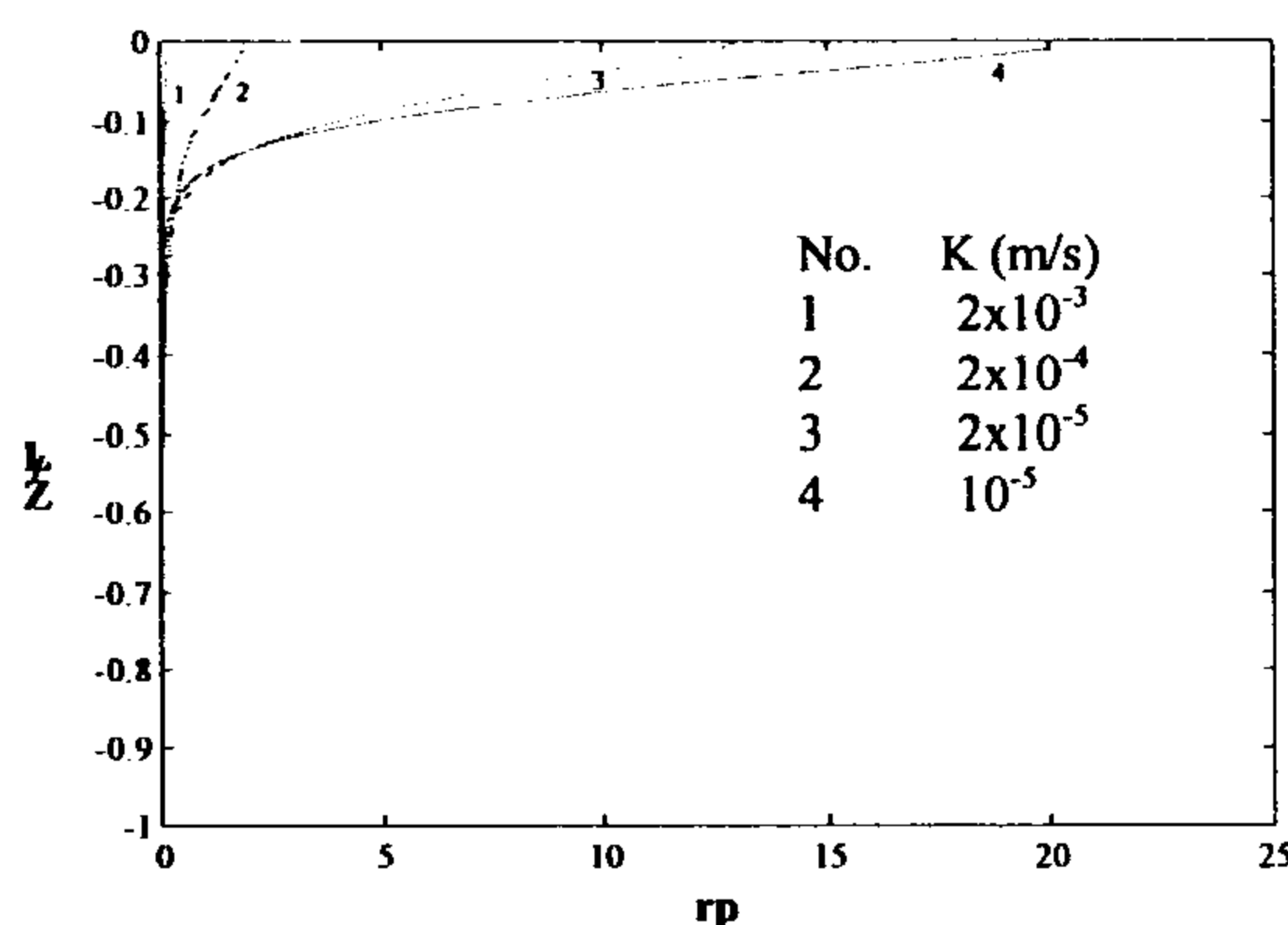
اثر دانسیته نسبی خاک

برای بررسی اثر دانسیته نسبی خاک، در مثال فوق

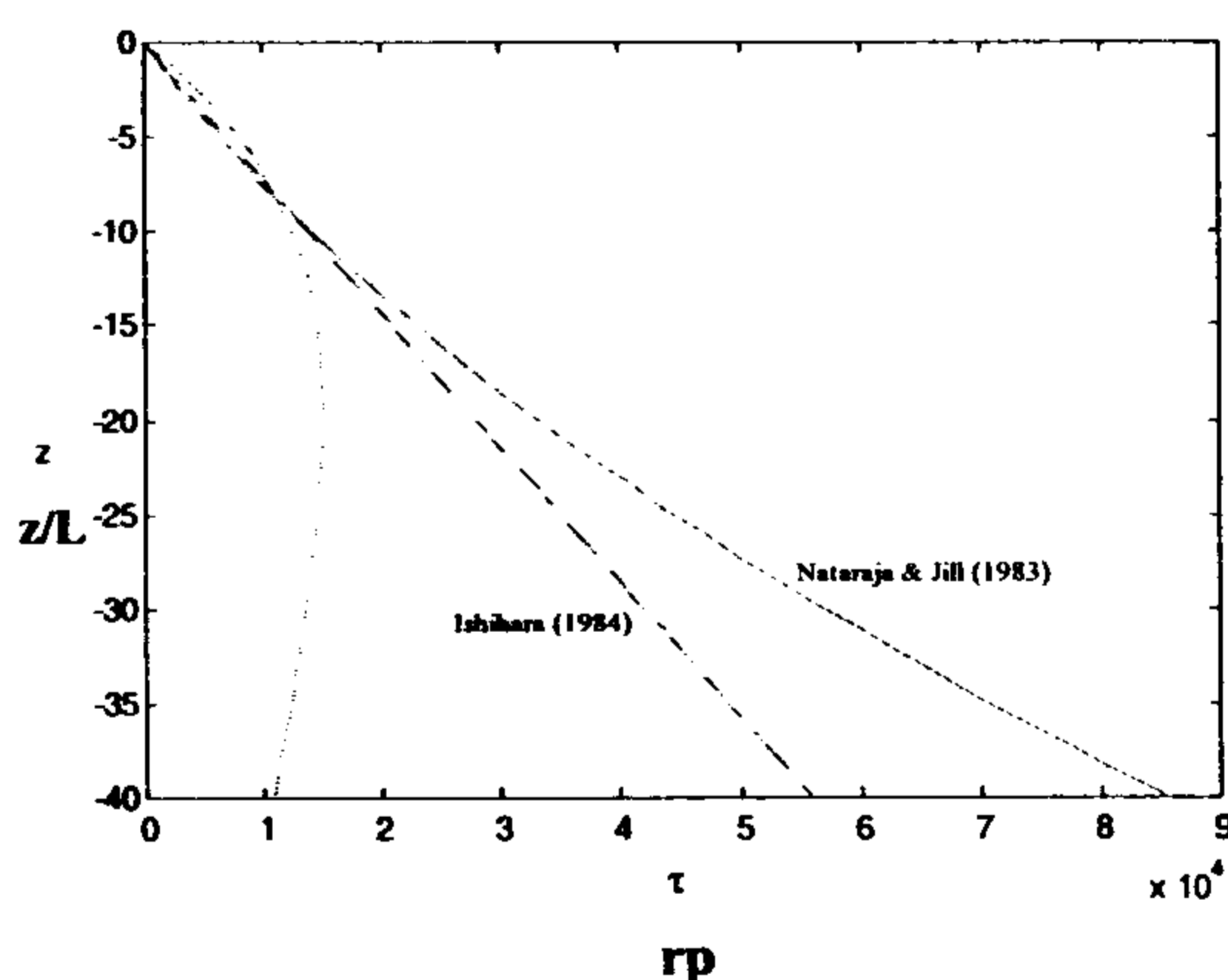
با توجه به نتایج فوق، می‌توان گفت که احتمال وقوع روانگرایی پسماند در ماسه‌های ریز و سیلت‌های با تراکم‌پذیری کم بیشتر است.



شکل ۵: توزیع نسبت فشار منفذی در عمق بستر با توجه به تغییرات دانسیته نسبی خاک.



شکل ۶: توزیع نسبت فشار منفذی در عمق بستر با توجه به تغییرات نفوذپذیری همسان خاک.



شکل ۷: تحلیل روانگرایی بر اساس روش ناتاراجا و جیل (۱۹۸۳) و روش ایشی‌هارا و یامازاکی (۱۹۸۴).

نتیجه روانگرایی رخ نخواهد داد. برای نفوذپذیری‌های 2×10^{-4} ، 2×10^{-5} و 10^{-5} متر بر ثانیه، عمق روانگرایی به ترتیب ۱۱/۷ و ۲۱/۶ و ۲۰/۴ متر است.

نکته قابل توجه این است که با کاهش نفوذپذیری ابتدا عمق روانگرایی افزایش یافته ولی با کاهش بیشتر نفوذپذیری، عمق روانگرایی کمی کاهش پیدا کرده است.

نتیجه گیری

در این تحقیق روانگرایی بستر دریا در اثر گذر موج بررسی شده است. برای تخمین تنشها و فشار آب منفذی در بستر، از روش گتمیری و صدیقی که برای محیط ایزوتروپ ساده شده‌اند، استفاده شده است. در این روش اثر ضخامت بستر، تراوایی و سختی خاک و تراکم‌پذیری آب در نظر گرفته شده است. در حالی که در روشهای ارائه شده توسط پژوهشگران پیشین مقادیر تنشهای برشی دوره‌ای ناشی از موج از روش یاماموتو و مدسن بدست می‌آید که اثرات فوق در آنها در نظر گرفته نشده است. بنابراین در این روش مقادیر تنشهای برشی دوره‌ای ایجاد کننده روانگرایی درست‌تر تخمین زده می‌شود. نتایج بدست آمده بصورت زیر است:

الف- اثر در نظر گرفتن ضخامت بستر در برآورد عمق روانگرایی بسیار قابل ملاحظه است.

ب- در نظر گرفتن تراکم‌پذیری سیال تأثیر محسوسی در تخمین عمق روانگرایی ندارد.

پ- میزان تراکم نسبی خاک به طور قابل توجهی بر روی نسبت فشار منفذی تأثیر می‌گذارد. در نتیجه در محاسبه عمق روانگرایی پسماند بسیار اهمیت دارد.

ت- با کاهش ضریب تراوایی مقدار نسبت فشار آب منفذی در نزدیک سطح بستر افزایش می‌یابد، در نتیجه عمق روانگرایی پسماند افزایش می‌یابد. ولی با کاهش بیشتر ضریب نفوذپذیری، گرچه مقدار نسبت فشار منفذی در نزدیک سطح بستر همچنان افزایش می‌یابد، ولی بدلیل کاهش سرعت تحکیم، مقدار آن در اعماق بیشتر به سرعت کاهش می‌یابد. در نتیجه عمق روانگرایی بطور محسوسی کم می‌شود.

ث- استفاده از روش ناتاراجا و جیل و روش ایشی‌هارا و یامازاکی برای تخمین عمق روانگرایی، همیشه محافظه‌کارانه نیست.

مراجع

- 1 - Bjerrum, L. (1973), "Geotechnical problems in foundations of structures in the North Sea." *Geotechnique* Vol. 20, No. 3, PP. 319-358.
- 2 - Christian, J. et al. (1974), "Large diameter underwater pipeline for nuclear power plant designed against soil liquefaction." *Offshore Technology Conference, Houston, Texas*.
- 3 - Lee, K. L. and Focht, J. A. (1975) "Liquefaction potential at Ekofisk tank." *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 101, No. GT1, PP. 1-18.
- 4 - Seed, H. B. and Rahman, M. S. (1978) "Wave-induced pore pressure in relation to ocean floor stability of cohesionless soils." *Marine Geotechnology*, Vol. 3, No. 2, PP. 123-150.
- 5 - Nataraja, M.S. and Gill, H. S. (1983). "Ocean wave-induced liquefaction analysis." *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 109, No. 4, PP. 573- 590.
- 6 - Ishihara, K. and Yamazaki, A. (1984). "Analysis of wave-induced liquefaction in seabed deposits of sand." *Soil And Foundations*, Vol. 24, No. 3, PP. 85- 100.
- 7 - Putnam, J. A. (1949) "Loss of wave energy due to percolation in a permeable sea bottom." *Trans. American Geophysics Union*, Vol. 30, PP. 349-356.
- 8 - Sleath J. F. A. (1970) "Wave-induced pressures in beds of sand." *Journal of Hydraulic division, ASCE*, Vol. 96, PP. 367-379.
- 9 - Liu, P. F. (1973). "Damping of water waves over porous seabed." *Journal of Hydraulics Division, ASCE*, Vol. 99, No. HY12, PP. 2263-2271.
- 10 - Moshagen, H. and Torum, A. (1975) "Wave-induced pressures in permeable sea beds." *Journal of Waterways, Harbor and Coastal Engineering, ASCE*, Vol. 101, No. WW1, PP. 49-58.
- 11 - Fung, Y. C. (1965). *Foundation of solid mechanics*. Prentice-Hall, Inc, Englewood Cliffs, N. J.
- 12 - Biot, M. A. (1941). "General theory of three dimensional consolidations." *Journal of Applied Physics*, Vol. 12, PP. 155-164.
- 13 - Yamamoto, T. et al. (1978). "On the response of a poro-elastic bed to water waves." *Journal of Fluid Mechanics* Vol. 87, Part 1, PP. 193-206.
- 14 - Madsen, O. S. (1978). "Wave-induced pore pressure and effective stresses in a porous bed." *Geotechnique*, Vol. 28, No. 4, PP. 337- 393.
- 15 - Gatmiri, B. (1991). "Wave-induced stresses and pore pressures in sloping seabeds." *International Journal for Numerical And Analytical Methods In Geomechanics*, Vol. 15, PP. 355- 373.
- 16 - Gatmiri, B. (1990a). "Simplified finite element analysis of wave induced effective stresses and pore pressure in permeable sea beds." *Geotechnique*, Vol. 40, No. 1, PP. 15- 30.
- 17 - Hsu, J. R. C., Jeng, D. S. and Tsai, C. P. (1993). "Short-crested wave induced soil response in a porous sea bed of infinite thickness." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 17, PP. 553- 576.
- 18 - Mei, C. C. and Foda, M. A. (1981). "Wave induced response in a fluid-filled poro-elastic solid with a free surface boundary layer theory." *Geophysical Journal of Royal Astronomical Society*, Vol. 66, PP. 597-637.
- ۱۹ - صدیقی، م. "گسترش تنش و فشار منفذی ناشی از موج در بستر غیر همگن و غیر همسان دریا (حل تحلیلی)." پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی سازه‌های دریایی، دانشکده فنی، دانشگاه تهران، (۱۳۷۸).
- 20 - Fcciolli, E. (1973). "A stochastic model for predicting seismic failure in a soil deposit." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 1, PP. 293-307.
- 21 - Rahman, M. S. and Jaber, W. Y. (1986). "A simplified drained analysis for wave-induced liquefaction in ocean floor sands." *Soils and Foundations*, Vol. 26, No. 3, PP. 57- 68.

واژه های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

1 - Ekofisk tank	2 - Laminar	3 - Anisotropic	4 - Uncoupled
5 - Coupled	6 - Reversible	7 - None retarded	8 - Mellin Transform