

# تعیین عرض و چیدمان بهینه ژئوگرید ها در کوله خاک مسلح

رامین رئیسی\*، دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی، دانشگاه شهید چمران اهواز، اهواز، ایران  
مسعود اولی پور، استادیار، دانشکده مهندسی، دانشگاه شهید چمران اهواز، اهواز، ایران

\*raisi.ramin@yahoo.com

olapur@yahoo.com

**چکیده** - ژئوگرید ها از جنس پلیمر بوده و به عنوان یک لایه سخت کننده در خاک به کار برده می شوند و منجر به افزایش ظرفیت باربری و کاهش جابه جایی جانبی دیوار و نشست پی می گردند. در سال های اخیر قرار دادن عرشه پل به وسیله یک پی نواری به طور مستقیم بر روی کوله به عنوان روشی کار آمد در ساخت پل مطرح شده است. با این روش علاوه بر اقتصادی بودن و سرعت بالای کار دست انداز ناشی از نشست های نا همسان بین کوله و پایه های عمیق عرشه نیز حذف خواهد شد. مطالعات نشان می دهد افزایش عرض ژئوگرید در کاهش جابه جایی جانبی دیوار موثر است. در این مقاله تاثیر فشار و عرض پی نواری بر عرض بهینه ژئوگرید بررسی شد. همچنین با در نظر گرفتن حداکثر جابه جایی مجاز دیوار به بررسی چیدمان مناسب ژئوگرید ها پرداخته شد تا اقتصادی ترین حالت که شرایط پایداری را تامین کند و جابه جایی دیوار از حد مجازی که آیین نامه تعیین کرده بیشتر نشود بدست آید. عمق قرار گیری اولین ژئوگرید زیر پی در کاهش نشست پی موثر است بنابراین با قرار دادن ژئوگرید در اعماق مختلف عمق بهینه تحقیق شد. در مطالعه پیش رو تحلیل 3 بعدی توسط نرم افزار Abaqus-V6.11.1 به کمک مدل رفتاری *Cap plasticity* انجام شد.

**واژگان کلیدی:** ژئوگرید، عرض بهینه، کوله، ظرفیت باربری، جابه جایی جانبی

## 1- مقدمه

خاک مسلح<sup>1</sup> عبارت است از مسلح کردن خاک بوسیله عناصر کششی نظیر بوسیله میلگرد، تسمه فولادی و یا ژئوتکستایل<sup>2</sup>. ایده ی اولیه خاک مسلح جدید نیست و قدمت آن به عهد باستان می رسد. اما مفهوم فعلی این ایده و روش تحلیل و طراحی آن توسط یک مهندس فرانسوی به نام ویدال (1966) بنا نهاده شد.

یکی از کاربردهای کاملاً جدید سیستم های خاک مسلح، کاربرد آن به عنوان سازه باربر (کوله) برای تحمل بارهای وارد بر پل ها و انتقال بار به خاک بستر می باشد. وقتی از دیوارهای خاک مسلح به عنوان کوله پل استفاده می شود، علاوه بر نیروهای افقی رانش خاک، بارهای افقی و قائم ناشی از عرشه پل و نیز بارهای جاده دسترسی به بلوک خاک مسلح وارد می شود. در ابتدا هنری ویدال تشخیص داد که افزایش سربارهای قائم روی دیوارهای خاک مسلح باعث بسیج مؤثرتر مقاومت داخلی خاک مسلح می شود. بنابراین کاربرد خاک مسلح در کوله پل<sup>3</sup> به عنوان یک استفاده منطقی از آن مطرح گردید.

پس از استفاده موفق از روش خاک مسلح در دیوارهای بلند و دیوارهایی که در معرض بارهای سنگین قرار دارند، استفاده از این روش در پل ها نیز متداول گشت. اولین مطالعه در مورد اثر سربارهای قائم متمرکز روی دیوار خاک مسلح به سال 1970 در دانکیوک فرانسه توسط لانگ و اشلسر صورت گرفت. پروژه مورد نظر یک دیوار دو طرفه بود که در هر دو طرف آن تسمه های فلزی به نماهای فولادی

وصل شده بودند این دیوار با ارتفاع 12m و عرض 18m بار قائم متمرکز 12 MN ناشی از جرتقیل متحرک را در هر دو طرف خود تحمل می کرد. اولین کوله خاک مسلح عمده ای که با استفاده از روش ویدال ساخته شد در سال 1972 در تیون ویل فرانسه بر روی رودخانه موسل بود. این کوله بار ناشی از یک دهانه انتهایی 38 متری پل بتنی را تحمل می کرد متعاقباً در سال 1973-74 آزمایشگاه مرکز تحقیقات راه فرانسه آزمایشات گسترده ای را روی کوله خاک مسلح بزرگراه ها جهت معین کردن میزان تغییرات تنش های کششی در مسلح کننده ها و وضعیت تنش در داخل توده خاک مسلح انجام داد.

در کوله ها ابتدایی بار اصلی عرشه توسط شمع های مجاور کوله به زمین منتقل می گردید. در کوله های خاک مسلح نیاز بر این بود که وزن عرشه بر روی شمع های بتنی قرار گرفته و ارتباط عرشه با کوله با دال میسر شود. با پیشرفت دانش در این موضوع به تدریج ایده استقرار عرشه بر روی کوله وحذف پایه های بتنی نیز شکل گرفت و نمونه های اندکی از آن نیز در دنیا اجرا شده است.

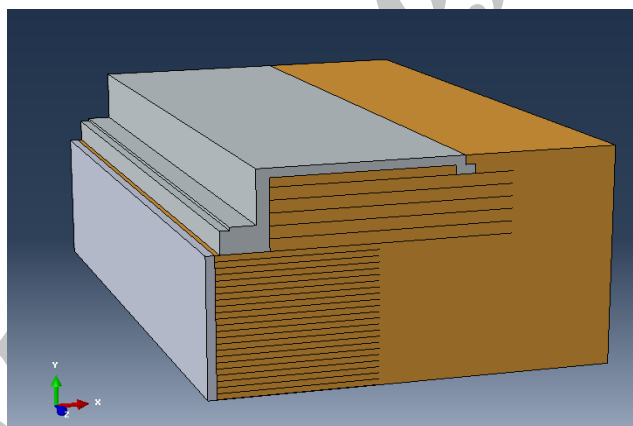
## 2- مدل سازی عددی

به منظور تحلیل عددی کوله خاک مسلح از نرم افزار المان محدود آباکوس Abaqus-V6.11-1 و به صورت 3D استفاده شده است. برای تحلیل استاتیکی از Static General استفاده شده است.

تحلیل استاتیک شامل 2 مرحله است:

مرحله ی ابتدایی (initial): شرایط اولیه در این مرحله لحاظ می شود.

مرحله استاتیک (static, General): در این تحلیل اثرات اینرسی نادیده گرفته می شود. این تحلیل می تواند به صورت خطی یا غیر خطی انجام شود. در این نوع تحلیل، وابستگی رفتار ماده به زمان نادیده گرفته می شود.



شکل 1 - شمای کلی مدل سازی در آباکوس

در مدل سازی از خاک دانه ای بدون چسبندگی ( $C=0$ ) با نوع رفتار Cap plasticity استفاده شده است. پارامتر های مربوط به مدل Cap Plasticity در جدول شماره 1 آورده شده است. برای مدل سازی ژئوگرید، پی و دیوار نما از رفتار الاستو پلاستیک استفاده شد و پارامتر های مربوط به آن در جدول شماره 2 آمده است.

جدول 1- پارامتر های مدل Cap Plasticity

$\Phi$	$\alpha(\text{kpa})$	$\theta$	R	D(kpa)-1	W	X0(kpa)
34	0	264	4	725	2.5	200

جدول 2- مشخصات ژنوگرید و پی نواری

	E(KN/m) مدول الاستیسیته	ضریب پواسون $\nu$
ژنوگرید	530	3.
پی، بلوک نما، و دال دسترسی	13800000	21.

با در نظر گرفتن پارامترهای جدول زیر به عنوان داده ورودی به نرم افزار تحلیل انجام شد.

جدول 3- پارامترهای هندسی

S (cm)	Clear (cm)	Et ( KN/m)	b(m)	B(m)
20	15	530	5	1.5

S فاصله ژنوگریدها، Clear فاصله لبه پی تا نما، b عرض ژنوگرید، B عرض پی

### 3- مدل اصلاح شده دراگر-پراگر / کلاهک

مدل خمیری دراگر-پراگر / کلاهک<sup>4</sup> به طور گسترده ای در برنامه های تحلیل اجزا محدود برای انواع مختلف کارهای مهندسی ژئوتکنیک استفاده شده است. مدل کلاهک برای رفتار خاک مناسب می باشد چرا که قابلیت در نظر گرفتن اثر تاریخچه تنش، مسیر تنش، اتساع و اثر تنش اصلی متوسط را داراست. سطح تسلیم مدل خمیری اصلاح شده دراگر-پراگر / کلاهک شامل سه بخش است: سطح گسیختگی برشی دراگر-پراگر، کلاهک بیضی شکل، که با زاویه قائمه محور تنش موثر متوسط را قطع می کند و یک ناحیه انتقال ملایم بین سطح گسیختگی برشی و کلاهک، چنانکه در شکل (2) نشان داده شده است.

رفتار ارتجاعی، به صورت ارتجاعی خطی و با استفاده از قانون تعمیم یافته هوک مدل می شود. به صورتی دیگر، یک مدل ارتجاعی که در آن سخت ارتجاعی حجمی همچنانکه ماده متحمل فشار می شود، می تواند به منظور محاسبه کرنش های ارتجاعی استفاده شود.

معیار شکست مدل Cap از نوع دراگر-پراگر است.

$$f_1 = \theta J_1 - \sqrt{J_2 D} + \alpha \quad (1)$$

$J_1$  نامتغیر اول تانسور تنش موثر،  $J_2 D$  نامتغیر دوم تانسور تنش انحرافی،  $\theta$  و  $\alpha$  ثابت های مربوط به زاویه اصطکاک و چسبندگی خاک هستند.

$$\theta = \frac{2 \sin \Phi}{\sqrt{3} (3 - \sin \Phi)} \quad (2)$$

$$\alpha = \frac{6 c \cos \Phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \Phi)} \quad (3)$$

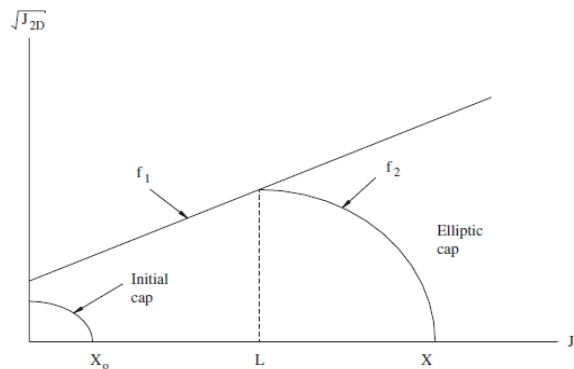
تابع کلاهک بیضی شکل به صورت زیر است

$$f_2 = (J_1 - L)^2 + R^2 J_2 D - (X-L)^2 \quad (4)$$

R نسبت محور اصلی به فرعی بیضی است، X و L به ترتیب محل تقاطع کلاهک با محور J1 و تابع تسلیم دراکر پراگر است. تابع سخت شونده<sup>5</sup> به صورت زیر بیان می شود

$$X = \frac{-1}{D} \ln \left( 1 - \frac{\epsilon v}{W} \right) + X_0 \quad (5)$$

D و W و X<sub>0</sub> اعداد ثابت هستند و  $\epsilon v$  کرنش حجمی پلاستیک است.



شکل 2- مدل Cap

#### 4- مرحله تعریف سطوح تماس

تماس سطوح از نوع Surface to surface است و در این نوع تماس دو سطح اصلی Master Surface و سطح فرعی Slave Surface تعریف می شود. Master Surface سطحی است که مدول الاستیسته آن بالاتر و مش آن بزرگتر است و Slave Surface سطحی است که مدول الاستیسته آن پایین تر و مش آن ریزتر است. به عنوان مثال در تماس خاک با پی نواری، چون مدول الاستیسته بتن بزرگتر است به عنوان Master Surface انتخاب می شود.

تماس سطح جانبی دیوار نما، دال دسترسی و پی با خاک شامل رفتار مماسی (tangential) است که برای آن ضریب اصطکاک معادل 0.3 اختیار می شود.

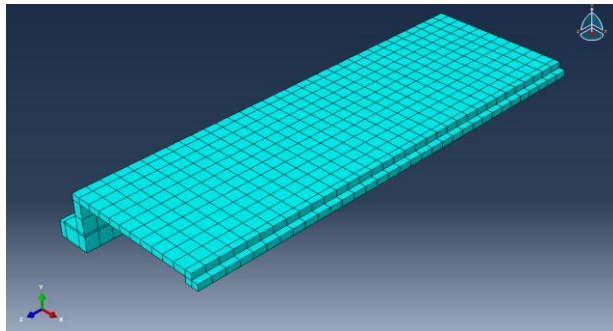
تماس بین کف پی با خاک که فقط شامل رفتار عمودی (normal) از نوع Hard contact است. دلیل انتخاب رفتار Hard contact، اجازه جدا سازی بعد از برقراری تماس می باشد که در سایر رفتار ها این گزینه وجود نداشت.

#### 5- مش بندی

برای دیوار نما از المان های مکعبی (6 وجهی هگزا) با تکنیک structured استفاده شده است. سایز مش دیوار 6. و نوع المان C3D8R است.

ژئوگرید ها با المان های مربعی با تکنیک Free مش بندی شده اند. سایز مش ژئوگرید 8. و نوع المان M3D8R است. برای خاک، پی ودال دسترسی از المان های مکعبی (6 وجهی هگزا) با تکنیک Sweep استفاده شده است. سایز مش خاک و پی نواری 6. و

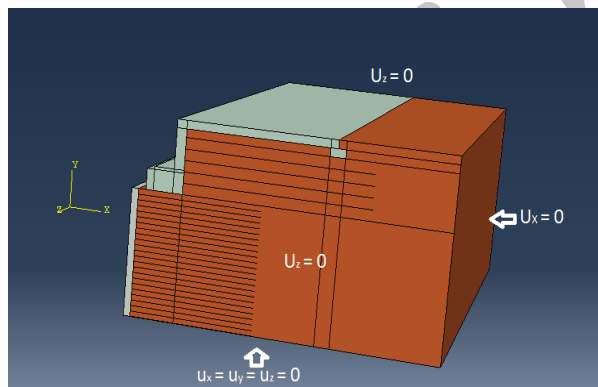
نوع المان C3D8R است.



شکل 3- مش بندی پی و دال دسترسی

### 6- شرایط مرزی و تکیه گاهی

تکیه گاه های مفصلی در دو جهت  $X$  و  $Z$  برای وجوه جانبی مدل در نظر گرفته شده است و از جابه جایی در راستای  $X$  و  $Z$  جلوگیری می شود. برای وجه انتهایی شرایط گیر داری فرض شد و جابه جایی در تمامی جهات محدود شد.



شکل 4- شرایط مرزی

### 7- عرض بهینه ژنوگرید

یکی از پارامتر های مهم در جابه جایی دیوار عرض ژنوگرید<sup>7</sup> های به کار رفته است اما این عرض از یک مقدار به بعد تاثیری در میزان جابه جایی ندارد. در این تحقیق به بررسی رابطه ی میان عرض ژنوگرید  $b$  ، عرض پی  $B$  و فشار  $P$  پرداخته شد. برای این کار یک بار عرض پی نواری 4، 2.5، 1.5، 0.8،  $B =$  و بار دیگر فشار  $P = 200, 400, 600$  KPa متغیر فرض شد. عرض ژنوگرید ها نیز 1، 2، 3، 5، 7، 9 m در نظر گرفته شد. نحوه مدل سازی به صورت زیر است.

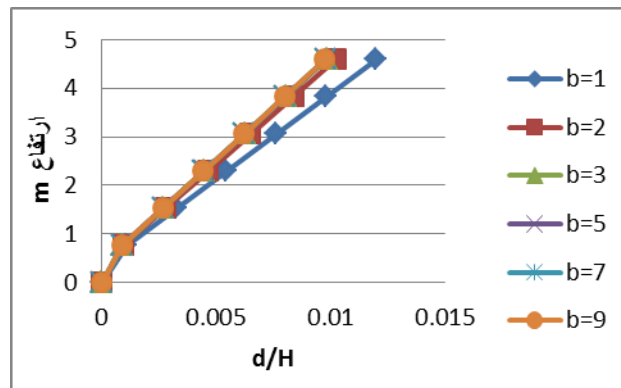
جدول 4- نحوه مدل سازی

B(m)	P(KPa)	b(m)
0.8	200، 400، 600	1، 1.5، 2، 3، 5، 7
1.5	200، 400، 600	1، 1.5، 2، 3، 5، 7

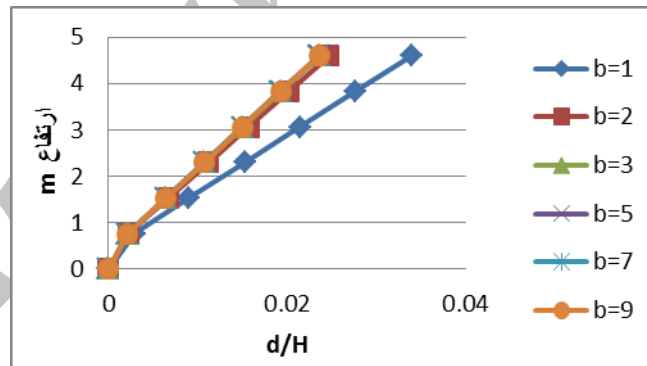
2.5	200 ، 400 ، 600	1 ، 1.5 ، 2 ، 3 ، 5 ، 7
4	200 ، 400 ، 600	1 ، 1.5 ، 2 ، 3 ، 5 ، 7

### 1-7- تاثیر فشار در عرض بهینه ژئوگرید

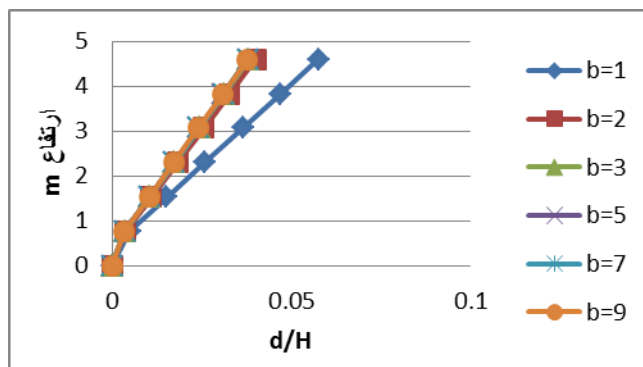
مطابق نتایج بدست آمده عرض بهینه ژئوگرید برای پی 1.5 متری، 2 m است و با افزایش فشار این مقدار ثابت است و تغییری نمی کند.



شکل 5- جابه جایی دیوار تحت فشار 200 KPa و عرض پی 1.5 m



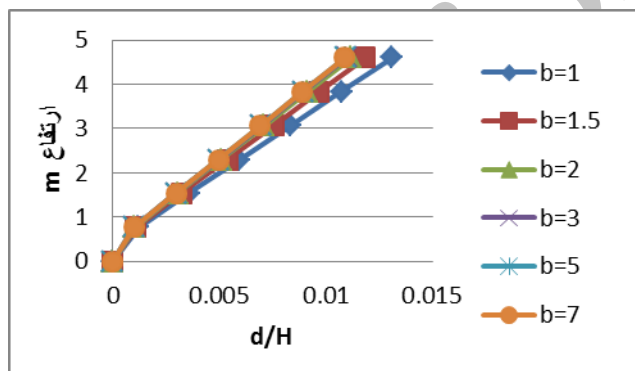
شکل 6- جابه جایی دیوار تحت فشار 400 KPa و عرض پی 1.5 m



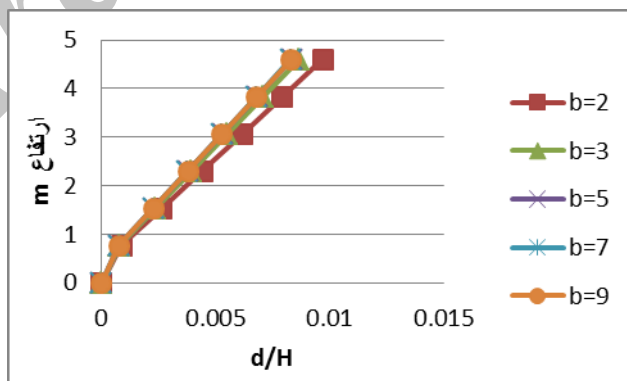
شکل 7- جابه جایی دیوار تحت فشار 600 KPa و عرض پی 1.5 m

### 2-7- تاثیر عرض پی روی عرض بهینه ژنوگرید

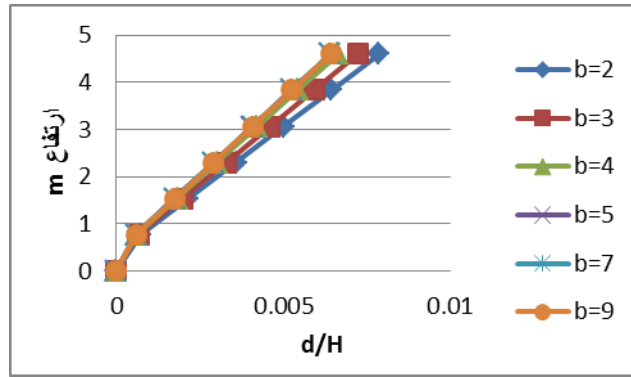
با تغییر عرض پی تحت فشار 200 KPa به بررسی تاثیر آن بر عرض بهینه ژنوگرید پرداخته شد.



شکل 8- جابه جایی دیوار تحت فشار 200 KPa و عرض پی 0.8 m



شکل 9- جابه جایی دیوار تحت فشار 200 KPa و عرض پی 2.5 m



شکل 10- جابه جایی دیوار تحت فشار 200 KPa و عرض پی 4 m

مطابق نتایج بدست آمده افزایش فشار تاثیر در عرض بهینه ژئوگرید ها نداشته و در تمامی فشار ها ثابت است اما با تغییر عرض پی عرض موثر ژئوگرید ها نیز تغییر می کند. با توجه به اطلاعات بدست آمده رابطه زیر پیشنهاد می شود.

$$\begin{aligned}
 b &= 2B && \text{اگر} && B < 1 \text{ m} \\
 b &= B + .5 && \text{اگر} && 1 \text{ m} < B < 3.5 \text{ m} \\
 b &= B && \text{اگر} && B > 3.5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

جدول 5- عرض بهینه ژئوگرید

عرض پی	فشار	حداکثر جابه جایی دیوار به ارتفاع $d/H$	$b_{\text{geogrid}}$
.8	200	.012	1.5
.8	400	.028	1.5
.8	600	.047	1.5
1.5	200	.01	2
1.5	400	.025	2
1.5	600	.04	2
2.5	200	.0086	3
2.5	400	.022	3



2.5	600	.034	3
4	200	.007	4
4	400	.018	4
4	600	.029	4

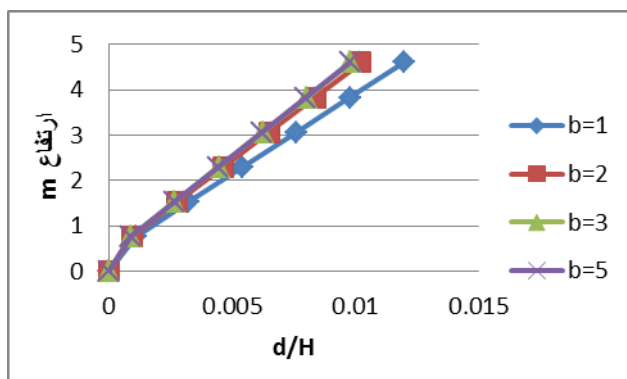
### 8- حداقل ژئوگرید مصرفی

مطابق توصیه آیین نامه ها حداکثر جابه جایی دیوار  $H = 0.03$  است بنا بر این با قرار دادن ژئوگرید ها در فواصل مختلف و عرض های متفاوت حداقل ژئوگرید مصرفی که شرایط پایداری را ارضا کند بررسی می شود. ژئوگرید ها را در فواصل  $s = 20, 30, 40, 60$  cm و در عرض های  $b = 1, 2, 3, 5, 7, 9$  m قرار داده شد.

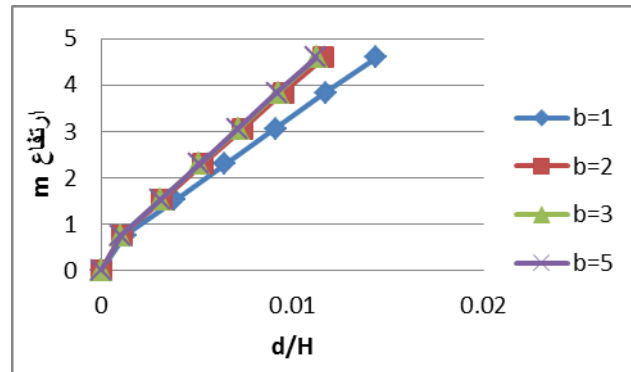
جدول 6- نحوه مدل سازی

	تعیین حداقل ژئوگرید مصرفی	
	1	2
s (cm)	20 .30 .40 .60	20 .30 .40 .60
b (m)	1 .2 .3 .5	1 .2 .3 .5
p ( Kpa)	200	400

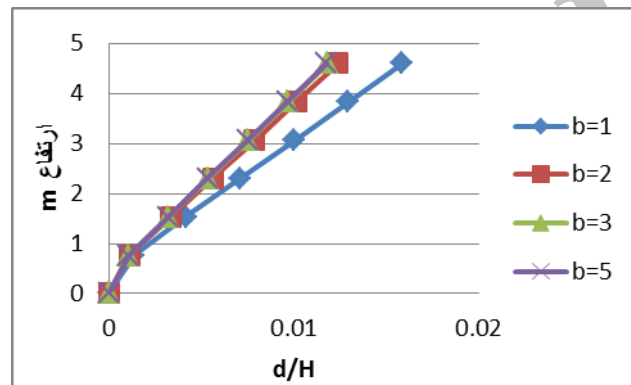
### 8-1- حداقل ژئوگرید مصرفی در فشار 200 KPa



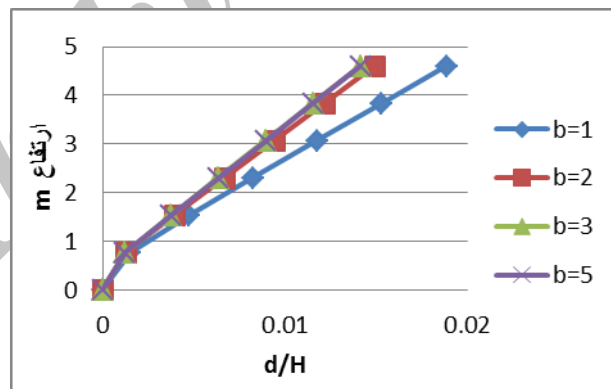
شکل 11- جا به جایی دیوار تحت فشار 200 KPa و فاصله 20 cm ژنوگرید



شکل 12- جا به جایی دیوار تحت فشار 200 KPa و فاصله 30 cm ژنوگرید

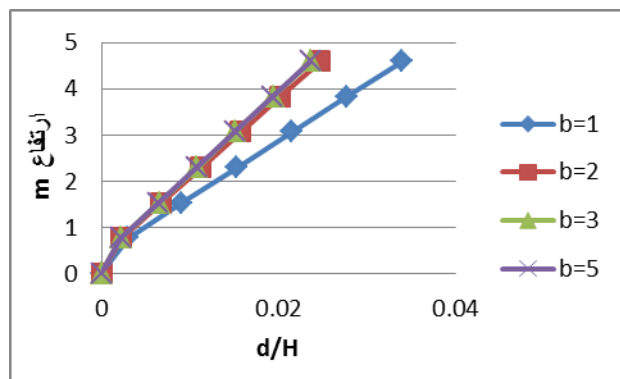


شکل 13- جا به جایی دیوار تحت فشار 200 KPa و فاصله 40 cm ژنوگرید

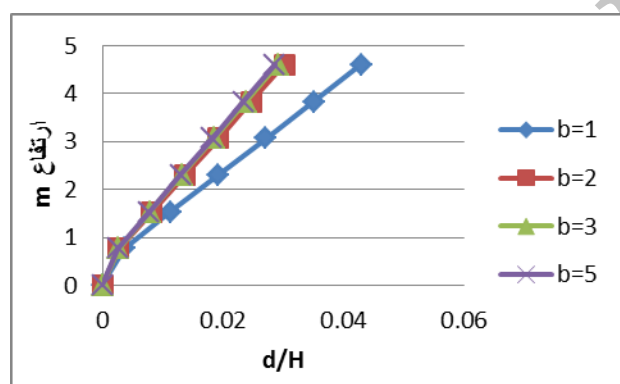


شکل 14- جا به جایی دیوار تحت فشار 200 KPa و فاصله 60 cm ژنوگرید

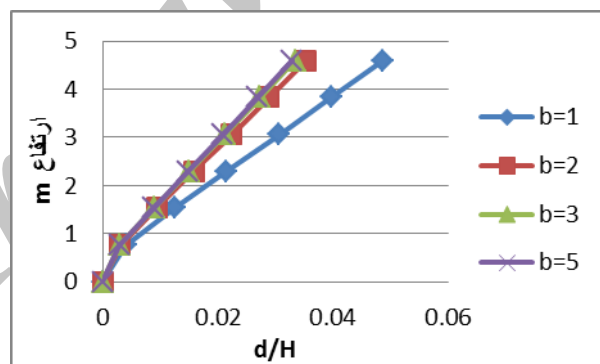
## 2-8- حداقل ژنوگرید مصرفی در فشار 400 KPa



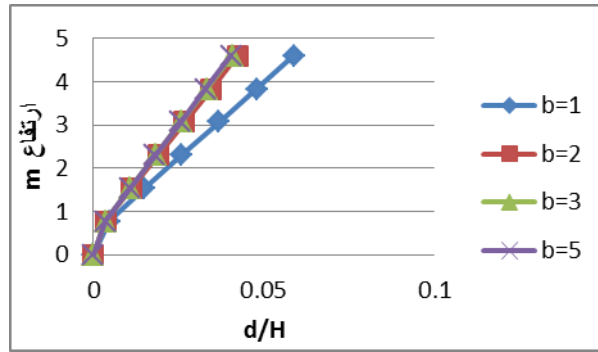
شکل 15- جا به جایی دیوار تحت فشار 400 KPa و فاصله 20 cm ژنوگرید



شکل 16- جا به جایی دیوار تحت فشار 400 KPa و فاصله 30 cm ژنوگرید



شکل 17- جا به جایی دیوار تحت فشار 400 KPa و فاصله 40 cm ژنوگرید



شکل 18- جا به جایی دیوار تحت فشار 400 KPa و فاصله 60 cm ژنوگرید

تحت فشار 200 KPa و در تمام فواصل مقدار  $d/H < .03$  است پس با انتخاب  $N = 8$  لایه ژنوگرید در فواصل 60 cm کمترین میزان ژنوسنتتیک  $320 \text{ m}^2$  مصرفی بدست می آید. در فشار 400 KPa مقدار  $d/H$  در فواصل 20 و 30 کمتر از 0.3 است در نتیجه با انتخاب  $N = 16$  لایه ژنوگرید در فواصل 30 cm حداقل ژنوگرید مورد نیاز  $640 \text{ m}^2$  بدست می آید. همانطور که مشاهده می شود در فشار های مختلف از عرض  $b = 2 \text{ m}$  به بعد جا به جایی دیوار تقریباً ثابت است، بنابراین عرض 2 متر به عنوان عرض بهینه انتخاب می گردد. طول ژنوگرید نیز  $L = 20 \text{ m}$  مقداری ثابت است.

جدول 7- جا به جایی نسبی دیوار

P	S	d/H	
200	20	.01	ok
200	30	.011	ok
200	40	.012	ok
200	60	.014	ok
400	20	.024	ok
400	30	.03	ok
400	40	.035	not ok
400	60	.042	not ok

جدول 8- مقادیر ژنوگرید مصرفی

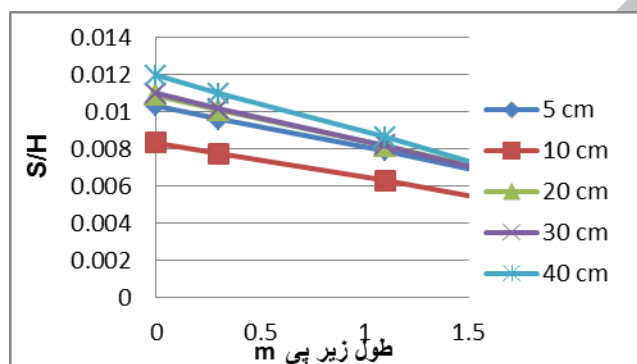
p (KPa)	S (cm)	N	b (m)	L (m)	SUM ( $\text{m}^2$ )
200	20	23	2	20	920
200	30	16	2	20	640
200	40	12	2	20	480
200	60	8	2	20	320

400	20	23	2	20	920
400	30	16	2	20	640

### 9- فاصله بهینه اولین لایه ژنوگرید تا زیر پی

ژنوستتیک های ردیف بالایی به دلیل اینکه مستقیماً زیر پی نواری قرار گرفته اند سهم بیشتری از بار وارد شده به خود اختصاص می دهند به همین دلیل پیدا کردن فاصله ای که کمترین نشست پی را منجر شود اهمیت بالایی دارد. در اینجا به بررسی فاصله بهینه اولین لایه ژنوگرید تا زیر پی، برای پی های یکپارچه با عرض 1.5 متر تحت فشار 200 کیلو پاسکال پرداخته شد.

اولین لایه ژنوگرید را در فواصل 5، 10، 20، 30 و 40 سانتیمتری زیر پی قرار داده شد. سایر پارامترها مطابق فرض اولیه است.



شکل 19- تاثیر فاصله اولین لایه ژنوگرید تا زیر پی بر نشست

بیشترین نشست در فاصله 10 سانتیمتری، 38 میلیمتر و در فاصله 5 سانتیمتری، 47 میلیمتر است. مشاهده می شود برای عمق 10 سانتیمتر کمترین نشست اتفاق می افتد و به عنوان فاصله بهینه انتخاب می گردد.

### 10- نتیجه گیری

- افزایش فشار تأثیری در انتخاب عرض بهینه ژنوگرید ندارد به عنوان مثال عرض بهینه برای پی 1.5 متری در فشار های مختلف ثابت و برابر 2 m است.
- عرض ژنوگرید بهینه برای پی نواری با عرض کمتر از 1 m تقریباً دو برابر  $b = 2B$ ، برای پی با عرض  $1 m < B < 3.5 m$  تقریباً 0.5 + B و برای پی های با عرض بیش از 3.5 متر برابر عرض پی  $b = B$  است. عرض بهینه برای پی 8، 1.5، 2.5 و 4 به ترتیب 1.5، 2، 3 و 4 است.
- ژنوگرید مورد نیاز تحت فشار 200 KPa، 320 m<sup>2</sup> در 8 ردیف با فاصله 60 cm و تحت فشار 400 KPa، 640 m<sup>2</sup> در 16 ردیف با فاصله 30 cm می باشد.
- در صورتیکه اولین لایه ژنوگرید در عمق 10 cm زیر پی قرار گیرد کمترین نشست در پی اتفاق می افتد بنابراین فاصله 10cm به عنوان فاصله بهینه انتخاب می گردد.

### 11- پی نوشت ها

- 1-reinforcement soil
- 2-geotextile
- 3-abutment bridge

4-cap plasticity  
5-hardening  
6-mesh  
7- geogrid

## 12- مراجع

- Jonathan, T.H.Wu. Kevin, Lee. Sam, B. Helwany. and Kanop, Ketchart. (2005) “Design and construction guidelines for geosynthetic reinforced soil bridge abutments with a flexible facing”, University of Colorado, Denver, NCHRP report 556
- Jorge, G. Zornberg. Naser, Abu-Hejleh. and Trever, Wang. (2001) “Measuring the performance of geosynthetic reinforcement in a Colorado bridge structure” , GFR Magazine, Volume 19, Number 2
- Michael, Adams. Jennifer, Nicks. Tom, Stabile. Jonathan, Wu. Warren, Schlatter. and Joseph, Hartmann. ( 2012 ) “Geosynthetic reinforced soil integrated bridge system”, Interim Implementation Guide, FHWA-HRT-11-026
- Zevgolis, I.P. L. Bourdeau. (2007) “Mechanically stabilized earth wall abutments for bridge support”, Publication FHWA/IN/JTRP-2006/38. Joint Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation and Purdue University
- John, S. Horvath. (2005) “Integral abutment bridges geotechnical problems and solutions using geosynthetics and ground improvement”, manhattan college, civil and environmental engineering department, FHWA Conference on Integral Abutment and Jointless Bridges
- Sam, Helwany. (2007) “Applied soil mechanics with ABAQUS applications”, John Wiley & Sons, Inc. Hoboken, New Jersey
- Sanjay, Kumar. and Jian-Hua, Yin. ( 2006 ) “Fundamentals of Geosynthetic Engineering”, Department of Civil Engineering, Institute of Technology, Banaras Hindu University, Varanasi, India
- Chungsik, Yoo. and Sun-Bin, Kim. ( 2008 ) “Performance of a two-tier geosynthetic reinforced segmental retaining wall under a surcharge load: Full-scale load test and 3D finite element analysis”, Department of Civil and Environmental Engineering, Sungkyunkwan University, Geotextiles and Geomembranes 26 page 460–472
- Jonathan, T.H.Wu. (1997) “Mechanically stabilized backfill”, University of Colorado, Denver, John Wiley & Sons, Inc. Hoboken
- Ioannis, Zevgolis. and Philippe, L. Bourdeau. (2007) “Mechanically Stabilized Earth Wall Abutments for Bridge Support”, Joint Transportation Research Program, Purdue University
- Guangqing, Yang. Baojian, Zhang. Peng, Lv. and Qiaoyong, Zhou. ( 2009 ) “Behaviour of geogrid reinforced soil retaining wall with concrete-rigid facing”, School of Civil Engineering, Shijiazhuang Railway Institute, Geotextiles and Geomembranes 27 page 350–356
- A.N. Sommers, B.V.S. Viswanadham, (2009) “Centrifuge model tests on the behavior of strip footing on geotextile-reinforced slopes”, Department of Civil Engineering, Rice University, Houston, TX, USA, Geotextiles and Geomembranes 27 page 497–505
- Michael, G. Oliva. Gregory, Rajek. (2011) “Toward improving the performance of highway bridge approach slabs”, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Wisconsin–Madison
- Junichi, Koseki. (2012) “Use of geosynthetics to improve seismic performance of earth structures”, Institute of Industrial Science, University of Tokyo

-Huabei, Liu, Xiangyu, Wang, Erxiang, Song. (2011) "Reinforcement load and deformation mode of geosynthetic-reinforced soil walls subject to seismic loading during service life", Department of Civil Engineering, City College of New York, Geotextiles and Geomembranes 29 page 1-16

-K.Z.Z. Lee, N.Y. Chang , H.Y. Ko, (2010) "Numerical simulation of geosynthetic-reinforced soil walls under seismic shaking", Department of Civil Engineering, University of Colorado Denver, Geotextiles and Geomembranes 28 page 317-334

-Jie, Huang. Jie, Han. (2009) "3D coupled mechanical and hydraulic modeling of a geosynthetic-reinforced deep mixed column-supported embankment", The University of Kansas, CEAE Department, 1503 W 15th Street, Lawrence, Geotextiles and Geomembranes 27 page 272-280

Archive of SID

## **Determination of the Optimal Width and Arrangement of Geogrid in Geosynthetic Reinforced Soil Abutment Bridge**

R. Raisi, M.Sc. Student, Department of Civil Engineering, Shahid Chamran University of Ahwaz, Ahwaz, Iran

M. Olapour, Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Shahid Chamran University of Ahwaz, Ahwaz, Iran

E-mail: [\\*raisi.ramin@yahoo.com](mailto:*raisi.ramin@yahoo.com)

### **ABSTRACT**

Geogrid is made of a polymer and as a stiffener layer in soil to be used and increase capacity and reduce lateral displacement of the wall and the sill settlement follow. In recent years, put bridge deck by a strip foundation on the abutment was used as a efficient method of building bridges has been was introduced. with this method besides being economical and high-speed performance, bump due sill dissimilar between abutment and pile foundations will be eliminated . studies show increase geogrid width to reduce the lateral displacement of the wall is effective. in this paper influence pressure and width sill on the optimal width of geogrid was investigated . also with considering the maximum allowable displacement of the wall sort appropriate geogrid was investigated until the most economical mode that provide stable and displacement of the wall does not exceed the limit set by the regulation is achieved. depth placement the first geogrid under sill in reduction settlement sill is effective so with placement gegrid at different depths the optimum depth is research. in this study 3D analysis by software Abaqus-V6.11-1 with Cap plasticity models done.

**Keywords:** geogrid, optimum width, abutment, capacity, lateral displacement