



DOKUZ EYLÜL ÜNİVERSİTESİ
MÜHENDİSLİK FAKÜLTESİ İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ BÖLÜMÜ
GEOTEKNİK ANABİLİM DALI

DOKUZ EYLUL UNIVERSITY
COLLEGE OF ENGINEERING CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
GEOTECHNICS DIVISION



İZMİR İLİ KARŞIYAKA İLÇESİ DONANMACI MAHALLESİ
19 PAFTA 69 ADA 33 PARSEL'DE İNŞA EDİLECEK
YAPIYA ait İKSA ve TEMEL SİSTEMİ
için
GEOTEKNİK ANALİZ ve DEĞERLENDİRME RAPORU

İZMİR
ŞUBAT 2017

ADRES : Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi
İnşaat Mühendisliği Bölümü, Kaynaklar Kampüsü, 35160, BUCA/İZMİR
TEL : (0232) 453 11 91 **FAKS:** (0232) 453 11 92

İÇİNDEKİLER

I. GİRİŞ

II. İDEALİZE ZEMİN MODELİ

III. JET-GROUT KOLONLU ZEMİN İYİLEŞTİRME PROJESİ

- 3.1. Jet-Grout Kolon ile Zemin İyileştirme Tekniği**
- 3.2. Jet-Grout Kolonlu Zemin İyileştirme Projesi**
- 3.3. Zemin İyileştirme Öncesi Sıvılaşma Analizleri**
- 3.4. Jet-Grout Kolonlu Zemin İyileştirme Projesi Sıvılaşma Önleme Hesapları**

IV. TEMEL OTURMA ve TAŞIMA KAPASİTESİ ANALİZLERİ

- 4.1. Üst Yapı Yükleri**
- 4.2. Sığ Temel Taşıma Kapasitesi Analizi**
- 4.3. Temel Oturma Analizi**

V. DERİN KAZI ÇUKURUNU KORUMA AMAÇLI İKSA SİSTEMİ

- 5.1. İçten Çelik Boru Destekli İksa Sistemi Analizleri**
- 5.2. Yapısal Elemanların Hesap ve Tasarımı**
 - 5.2.1. Diyafram Duvar Betonarme Hesabı**
 - 5.2.2. Diyafram Duvar Başlık Kirişi Betonarme Hesabı**
 - 5.2.3. Çelik İç Destek Boruları Taşıma Kapasitesi Hesabı**

VI. PROJE SAHASINDA ALINMASI GEREKLİ DİĞER ÖNLEMLER

VII. SONUÇLAR ve ÖNERİLER

EK-I

İDEALİZE ZEMİN MODELİNDE KULLANILAN KORELATİF İLİŞKİLER

EK-II

YAPISAL ELEMANLARIN BETONARME TAŞIMA KAPASİTESİ

İZMİR İLİ KARŞIYAKA İLÇESİ DONANMACI MAHALLESİ
19 PAFTA 69 ADA 33 PARSEL'DE İNŞA EDİLECEK
YAPIYA ait İKSA ve TEMEL SİSTEMİ
için
GEOTEKNİK ANALİZ ve DEĞERLENDİRME RAPORU

I. GİRİŞ

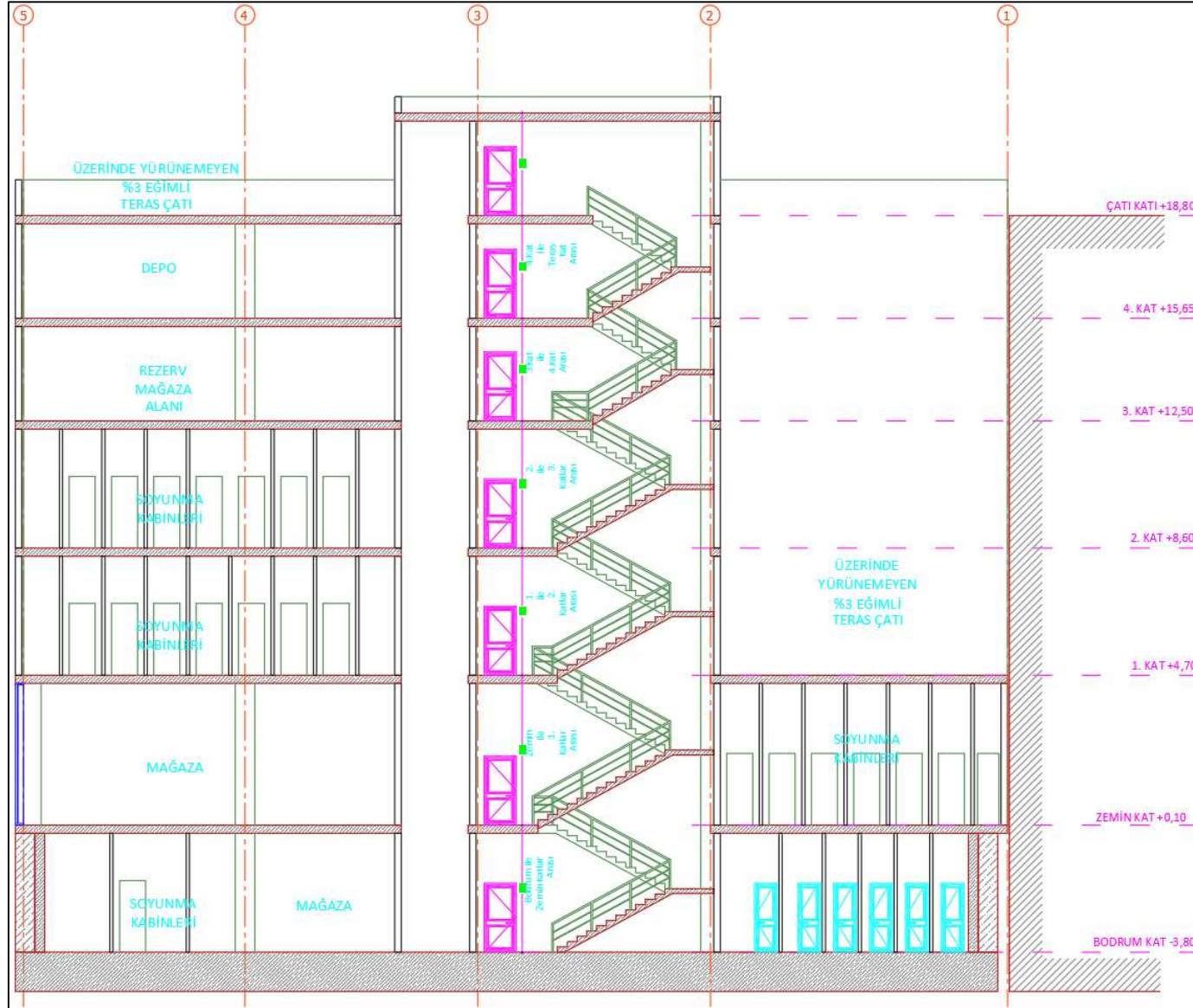
Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Döner Sermaye İşletmesi Proje Protokolü (PGI No: INS.PRJ.17.A08) kapsamında hazırlanan bu raporda İzmir İli Karşıyaka İlçesi Donanmacı Mahallesi 19 Pafta, 69 Ada ve 33 Parsel'de inşaatı söz konusu yapıya ait temel ve derin kazı çukurunu koruma amaçlı iksa sistemi projelerine ait geoteknik analiz ve değerlendirmeler ele alınmıştır.

Yapılan analiz ve değerlendirmelerde tarafımıza sunulmuş olan zemin etüt rapor, mimari projeleri ve betonarme projesi (Epsilon Mühendislik, Karşıyaka-İzmir) dikkate alınmıştır.

Tek kat bodrum dahil toplamda 6 katlı inşa edilecek binanın (1 Bodrum + Zemin + 4 Normal Kat) 4. kat tavan döşemesinin doğal zemin kotundan (± 0.0) itibaren kotu +18.80'dir. Yapının temel tabanı doğal zemin kotundan (± 0.0) 4.60 m derindedir. Temel tabanı altındaki yalıtım ve grobeton dikkate alındığında kazı derinliği 4.80 m olacaktır.

Temel oturma alanı $A_{\text{temel}}=608.4 \text{ m}^2$, eşdeğer plan boyutları $B \times L \cong 21.1 \text{ m} \times 28.9 \text{ m}$ 'dir. Radye temel kalınlığı $t=80 \text{ cm}$ olarak projesinden okunmaktadır. İksa sistemi diyafram duvar ve iç destek sisteminden oluşmaktadır. Diyafram duvarın toplam çevre uzunluğu $C=102.3 \text{ m}$ 'dir. Yapı oturma alanına ait uydu görüntüsü Şekil 1'de, mimari kesiti ise Şekil 2'de verilmiştir.

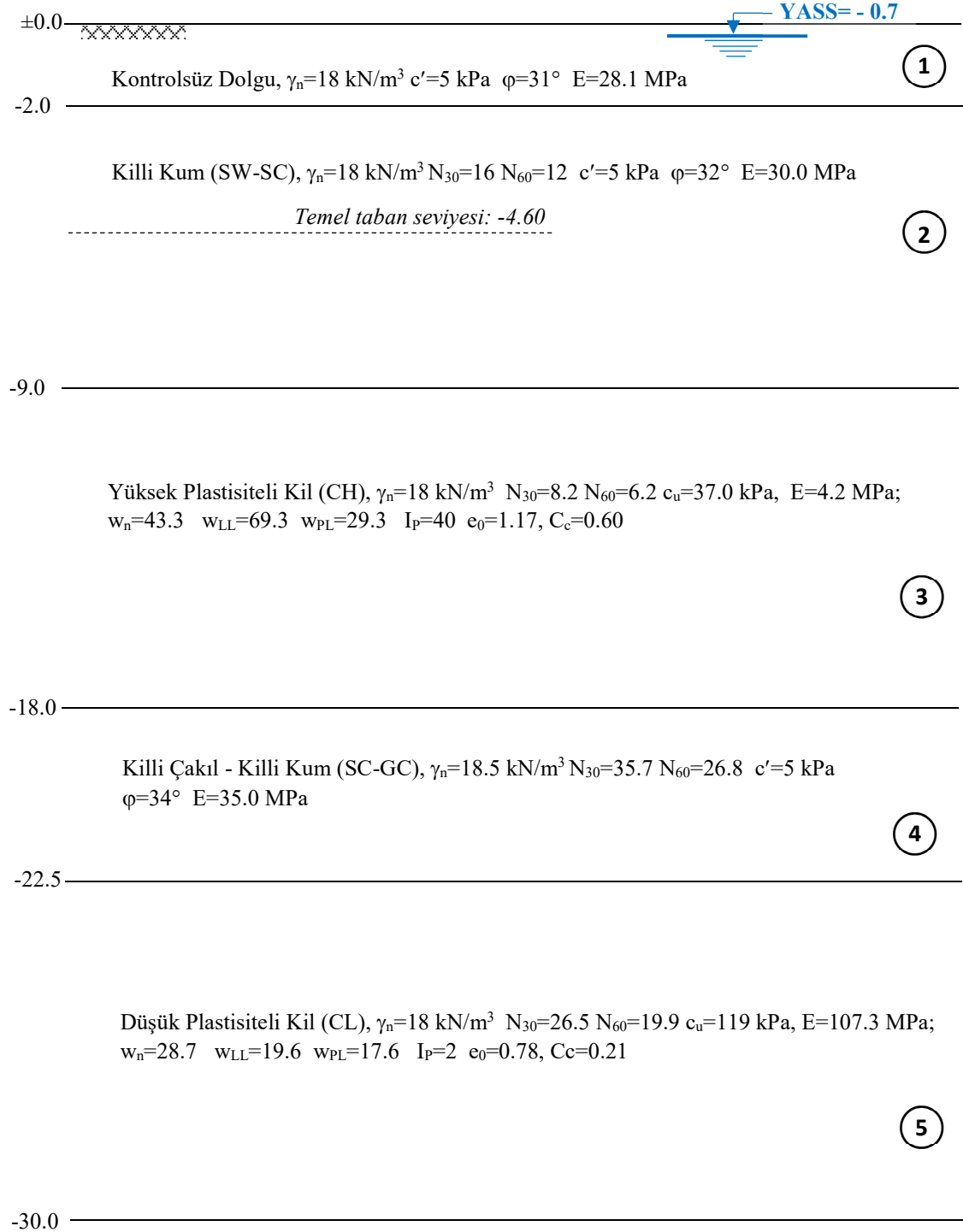
Raporun izleyen bölümlerinde öncelikle idealize zemin modeli verilecek, bilahare temel taşıma kapasitesi ve iksa sistemine ait analizler sunulacaktır.



Şekil 2. Yapı mimari kesiti

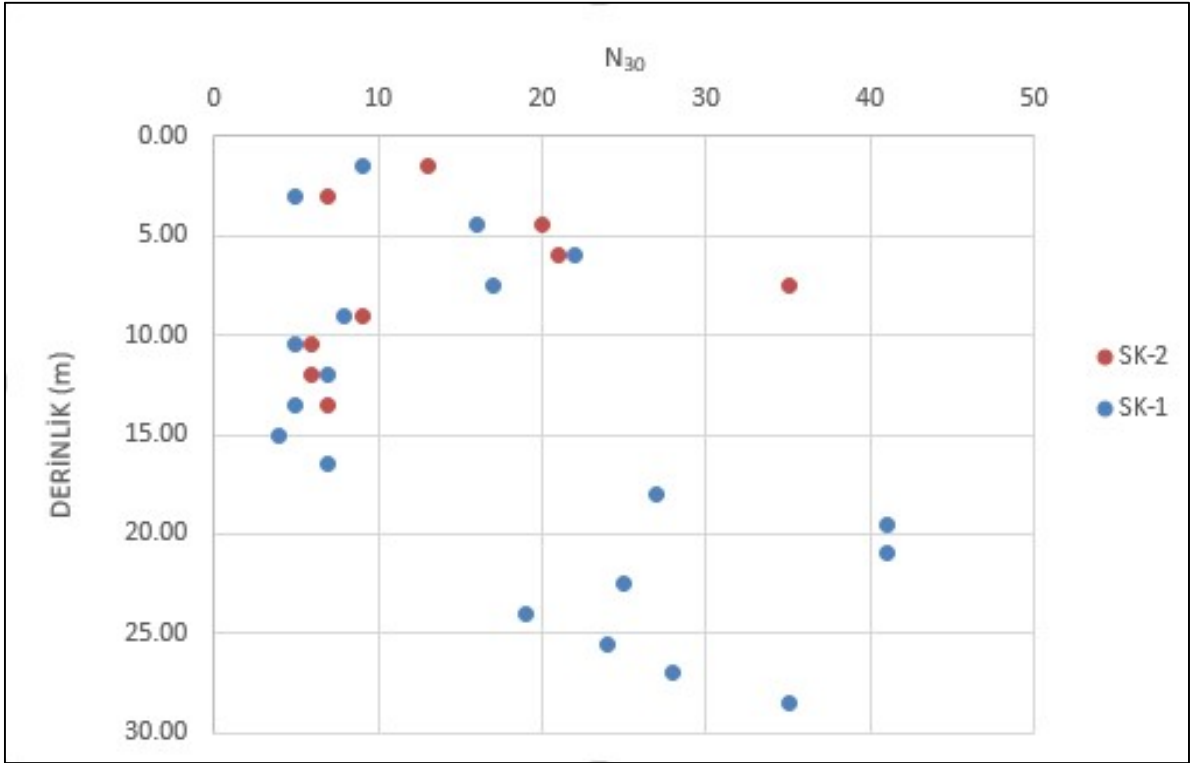
II. İDEALİZE ZEMİN MODELİ

Çalışma alanında mühendislik amaçlı 2 adet karotlu zemin sondajı yapılmıştır. Bunlardan SK-1 30 m, SK-2 15 m derinliğe ulaşmıştır. Sahada yeraltı su seviyesinin zemin yüzeyinden YASS=0.7 m derinde olduğu bildirilmiştir. En üstte kontrolsüz dolgu, daha sonra ardalanmalı kum ve kil tabakalarından oluşan zemin profili arazi ve zemin mekaniği laboratuvar verilerine göre idealize edilmiş ve Şekil 3’de sunulmuştur.



Şekil 3. İdealize zemin modeli

Arazide kaydedilen SPT-N₃₀ direnç değerlerinin derinlikle değişimi Şekil 4’de verilmiştir. Profilin en üst tabakası olan niteliksiz dolgu tabakasına yük aktarılması mümkün değildir. Yüzeyden 2.0-9.0 m derinlik aralığında ise sıvılaşma potansiyeli arz eden killi kum tabakası mevcuttur. Nitelikli bir temel sistemi ve sıvılaşmaya karşı yeterli bir tedbir için -5.00 kotundan itibaren yaklaşık ~7.0 m boyunda jet grout kolonlu zemin iyileştirme işleminin yapılması yerinde bir mühendislik uygulaması olacaktır.



Şekil 4. SPT-N₃₀ direncinin derinlikle değişim grafiği

III. JET-GROUT KOLONLU ZEMİN İYİLEŞTİRME PROJESİ

Bir önceki bölümde verilen idealize zemin modelinde yüzeyden itibaren 18.0 m derinliğe kadar mevcut olan niteliksiz dolgu, sıvılaşma potansiyeli taşıyan siltli kum ve orta katı kil tabakalarının inşaatı söz konusu bina yüklerinin jet-grout kolon ile iyileştirilmiş bir zemine taşıtılmasını zorunlu kılmaktadır. Jet-grout kolonlu zemin iyileştirme tekniği Bölüm 3.1’de verilmektedir. JG kolon projesi hesapları Bölüm 3.2.’dedir.

3.1. Jet-Grout Kolon ile Zemin İyileştirme Tekniği

Jet-grout kolonlu zemin iyileştirme yönteminde zemine yüksek basınçla su-çimento karışımı enjekte edilir ve enjeksiyon sıvısının zeminle karışarak yaklaşık dairesel kesitli iyileştirilmiş kısımların oluşması temin edilir. Enjeksiyon işlemi yüksek basınçlı pompalar ve özel tijler kullanılarak yapılmaktadır. Enjeksiyon tijleri önce jet-grout kolon alt kotuna hidrolik su basıncı uygulanarak indirilir. Daha sonra yüksek basınç altında enjeksiyona başlanır. Tij bir yandan belirli bir hızda döndürülür, diğer yandan öngörülen bir hızda zemin yüzeyine doğru çekilerek jet-grout kolonlar oluşturulur. Bu sayede zemine kohezyon ve yüksek basınç mukavemeti kazandırılmış olur. Jet-grout kolonlar zeminin iyileştirme öncesi durumuna göre daha rijit olmakla birlikte bunların deprem sırasında belirli bir ölçüde esneklik arz ettikleri ve zemin deformasyonlarını izleyebildikleri kabul edilmektedir. Bu özelliği sayesinde jet-grout kolonlar deprem enerjisinin bir kısmını üzerine çekmekte ve zemini sıvılaştıran veya yumuşatan tekrarlı kayma gerilmesi oranını düşürmektedir.

İyileştirilmiş zeminin kayma mukavemeti parametreleri (c ve ϕ) ile deformasyon modülü (E) jet-grout kolon ve doğal zemin tabaka parametrelerinin planda ağırlıklı ortalaması alınarak hesaplanabilir. Bu yaklaşımda jet-grout kolon parametreleri aşağıdaki bağıntılar kullanılarak bulunur:

$$\tan \phi = \frac{\sigma_c^2 - 4c^2}{4\sigma_c \cdot c}$$

$$c = \frac{\sigma_c - \sigma_t}{2(\sigma_t (\sigma_c - 3\sigma_t))^{0.5}}$$

σ_c : tek eksenli

σ_t : çekme

$$\sigma_t = (0.08 - 0.14)\sigma_c$$

$$\tau_0 = 0.53 + 0.37 \cdot (UCS) - 0.0014 \cdot (UCS)^2 \quad (UCS \leq 60 \text{ kg/cm}^2)$$

τ_0 : 28 günlük kayma mukavemeti (kg/cm²)

UCS: 28 günlük serbest basınç dayanımı (kg/cm²)

$$E/UCS = 150^1 / 300^2 / 200^2$$

3.2. Jet-Grout Kolonlu Zemin İyileştirme Projesi

JG kolon türü	: JET-I
JG kolon boyu, L_{JG}	: 7.0 m (-5.00 ~ -12.00 kotları arası)
JG kolon çapı, B_{JG}	: 60 cm
Kazık aralığı, S	: ~3B (ortalama: 180 cm)
Kazık sayısı, $N_{kazık}$	: 192 adet
İyileştirme oranı, A_r	: 0.087 (0.283/3.240)
JG kolon dayanımı	: 20 kg/cm ²
Çimento dozajı	: 500 kg/m ³
Çimento türü	: PÇ 42.5 veya muadili
Su/çimento oranı	: 1.0
Delgi basıncı	: en az 250 Bar
Başlık dolgu kalınlığı	: ~30 cm

İyileştirilmiş zeminin ağırlıklı ortalama hesaplarında killi kum tabakası için zeminin drenajlı durumdaki sürtünme açısı güvenli tarafta alınarak $\phi'=0^\circ$, efektif kohezyon ise $c'=5 \text{ kN/m}^2$ alınmıştır. Doğal zeminin deformasyon modülü zeminin ortalama standart penetrasyon direnci ve derinliği dikkate alınarak $E=30.0 \text{ MPa}$ alınmıştır. Analizlerde jet-grout kolon serbest basınç dayanımı için $q_u=20 \text{ kg/cm}^2$ değeri hedeflenmiştir. E/UCS oranı olarak 200 kabul edilmiştir. Hesap sonuçları Şekil 5'te özetlenmektedir. Bu şekilde görüldüğü üzere jet-grout kolonları eksen aralığı $S=3B=180 \text{ cm}$ seçilmiştir. İyileştirilmiş zeminde alan oranı 0.087

¹ Siltli ve killi kum zeminlerde yüksek deformasyon seviyesine karşı gelen deformasyon modülü, kolon kesitlerinde yüksek oranda kum ve kil cepleri gözlenmiş (Kaynak: Axtell, P. J. and Stark, T. D., "Increase in Shear Modulus by Soil Mix and Jet Grout Methods", DFI Journal, Vol. 2, No.1, November 2008, pp. 11-21)

² Van der Stoep, A. (2001), Grouting to Improve Pile Foundations, Doctoral Thesis, Delft University of Technology, Hollanda

hesaplanmaktadır. Siltli kum tabakası için, yukarıda belirtilen alan yerdeğiştirme oranına karşı gelen iyileştirilmiş zemin parametreleri; kohezyon değeri $c=42.9$ kPa, içsel sürtünme açısı $\phi=29.5^\circ$ ve deformasyon modülü $E=42.6$ MPa olarak hesaplanmıştır.

<u>Jet-Grout</u>		
<i>Serbest basınç</i>		
q_u :	2000	kPa
<i>Çekme dayanımı</i>		
α :	0.14	
σ_t :	280	kPa
<i>Kohezyon</i>		
c_{jg} :	491	kPa
<i>İçsel sürtünme açısı</i>		
$\tan\phi$:	0.77	
ϕ_{jg} :	37.7	$^\circ$
<i>Elastisite modülü</i>		
E_{jg} :	400000	kPa

<u>Zemin</u>		
<i>Efektif kohezyon:</i>	5	kPa
<i>Efektif sürtünme açısı:</i>	0.0	$^\circ$
<i>Elastisite modülü:</i>	30000	kPa

<u>İyileştirilmiş zemin</u>		
<i>Alan oranı:</i>	0.09	
c_{ort} :	47.4	kPa
ϕ_{ort} :	31.5	$^\circ$
E_{ort} :	62288.6	kPa

JG çap	60 cm	
S	180 cm	(S=3B)

Şekil 5. JG kolon ile iyileştirilmiş zeminde beklenen mukavemet parametreleri (killi kum tabakası için)

3.3. Zemin İyileştirme Öncesi Sıvılaşma Analizleri

Çalışma sahasında bulgularan killi kum tabakası sıkılık durumları itibariyle yeraltı su seviyesi altında sıvılaşma arz edebilecek potansiyeldedir. 2007 yılı itibariyle yürürlükte olan Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik uyarınca sıvılaşma analizlerinin bu tür zeminlerde yapılması zorunludur. Sıvılaşma analizleri SK-1 ve SK-2 sondaj kuyuları için yapılmış ve sonuçlar Çizelge 2 ve Çizelge 3 için takdim edilecektir. Genel olarak temel tabanından itibaren -9.0 seviyelerinde sıvılaşma riski hesaplanmaktadır. Chinese kriterine (Seed ve İdriss, 1982) göre yüzeyden 9.0 m-18.0 m seviyeleri arasında bulunan kil tabakası için sıvılaşma söz konusu değildir (Çizelge 1). İnce daneli bir zeminin sıvılaşabilmesi için Çizelge 1’de verilen üç ayrı kriteri de sağlaması gerekmektedir. Sonuçlara göre kil birimi, her üç kriteri de sağlamamakla beraber sıvılaşma karşı yeterli direnci olduğu sonucuna ulaşılmıştır.

Çizelge 1. İnce daneli zeminler için Chinese kriteri

Sıvılaşma Kriterleri	LL (<35)	w _n (≥0.9xLL)	İnce Dane Oranı (FC≤15)
Zemin Mevcut Özellikleri	69.3	43.3	77.0
Kriteri Sağlama Durumu	x	x	x

Sıvılaşma analizlerinde izlenen yöntem: 1996 ve 1998 NCEER Liquefaction Resistance Workshop Recommendations (bkz. Youd ve Idriss, “Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils”, ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, No.4, April 2001”)

Deprem büyüklüğü, M: 6.5

En yüksek yüzey ivmesi, a_{max}: 0.4g

Yeraltı su seviyesi: 0.7 m

Sonuç: Yapılan analizlerde sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörleri killi kum (SW-SC) tabakasında $F_s < 1.0$ bulunmuştur. Bu birimde yüksek sıvılaşma riski vardır. Zemin yüzeyinden 9.0 m daha derindeki tabakaların sıvılaşma nedeniyle temel problemleri oluşturması söz konusu değildir.

Çizelge 2. SK-1 Sondaj Kuyusu Sıvılaşma Analizi Hesap Çizelgesi

Sondaj	d (m)	$\sigma_{vo,2}$	$\sigma'_{vo,2}$	r_d	CSR	SPT-N	$\sigma'_{vo,1}$	C_N	C_E	C_B	C_R	C_S	$(N_1)_{60}$	FC	α	β	$(N_1)_{60cs}$	$CRR_{7.5}$	I_D	f	K_σ	FS
SK1	4.5	89	51	0.969	0.441	16	51	1.41	0.75	1.00	1.00	1.20	20.2		0.00	1.00	20.2	0.218	61	0.69	1.00	0.71
SK1	6.0	119	66	0.958	0.450	22	66	1.23	0.75	1.00	1.00	1.20	24.4	7.0	0.12	1.01	24.8	0.288	64	0.68	1.00	0.92
SK1	7.5	149	81	0.943	0.452	17	81	1.11	0.75	1.00	1.00	1.20	17.0	49.0	5.00	1.20	25.5	0.301	51	0.74	1.00	0.96
SK1	9.0	179	96	0.923	0.448	8	96	1.02	0.75	1.00	1.00	1.20	7.4	61.0	5.00	1.20	13.8	0.149	33	0.80	1.00	0.48
SK1	19.5	389	201	0.629	0.317	41	201	0.71	0.75	1.00	1.00	1.20	26.1	11.0	1.21	1.03	28.0	0.368	50	0.75	0.84	1.41
SK1	21.0	419	216	0.598	0.302	41	216	0.68	0.75	1.00	1.00	1.20	25.1	10.0	0.87	1.02	26.5	0.326	48	0.76	0.83	1.30

GWL1	GWL2
0.7	0.7

γ	γ_{sat}	γ_w	γ'	P_a
18	20	10	10	100

ER	BD	Sampler	a_{max}/g	M_w	MSF
0.75	10	2	0.4	6.5	1.44

Çizelge 3. SK-2 Sondaj Kuyusu Sıvılaşma Analizi Hesap Çizelgesi

Sondaj	d (m)	$\sigma_{vo,2}$	$\sigma'_{vo,2}$	r_d	CSR	SPT-N	$\sigma'_{vo,1}$	C_N	C_E	C_B	C_R	C_S	$(N_1)_{60}$	FC	α	β	$(N_1)_{60cs}$	$CRR_{7.5}$	I_D	f	K_σ	FS
SK2	4.5	89	51	0.969	0.441	16	51	1.41	0.75	1.00	1.00	1.20	20.2		0.00	1.00	20.2	0.218	61	0.69	1.00	0.71
SK2	6.0	119	66	0.958	0.450	22	66	1.23	0.75	1.00	1.00	1.20	24.4	7.0	0.12	1.01	24.8	0.288	64	0.68	1.00	0.92
SK2	7.5	149	81	0.943	0.452	35	81	1.11	0.75	1.00	1.00	1.20	35.1	6.0	0.03	1.00	35.3	0.500	74	0.63	1.00	1.59
SK2	9.0	179	96	0.923	0.448	9	96	1.02	0.75	1.00	1.00	1.20	8.3		0.00	1.00	8.3	0.098	35	0.80	1.00	0.32

GWL1	GWL2
0.7	0.7

γ	γ_{sat}	γ_w	γ'	P_a
18	20	10	10	100

ER	BD	Sampler	a_{max}/g	M_w	MSF
0.75	10	2	0.4	6.5	1.44

3.4. Jet-Grout Kolonlu Zemin İyileştirme Projesi Sıvılaşma Önleme Hesapları

Zemin

Projede sıvılaşma ve oturmaya karşı iyileştirilecek tabaka kalınlığı: 4.40 m

Ortalama yer altı su seviyesi, YASS=0.7 m

Zeminde düzeltilmiş ortalama SPT direnci SPT-N₆₀=12.0

Zemin ortalama kayma modülü, $G \cong 11.5 \text{ MPa}$ (Poisson oranı, $\nu=0.3$ kabulü ile)

JG kolon özellikleri (sıvılaşan zemin tabakasında)

İmalat yöntemi: Jet-I

Çap, D=60 cm

Boy, L=7.0 m (temel seviyesinden itibaren 4.0 m'lik kısmı sıvılaşan tabakanın içinde)

Eksenler arası mesafe, S $\cong$ 1.80 m

Hedeflenen serbest basınç dayanımı, $q_{u-jg} = 20 \text{ kg/cm}^2$

Elastisite modülü, $E_{jg} = 400 \text{ MPa}$

Poisson oranı, $\nu=0.25$

Kayma modülü, $G_{jg} = 160 \text{ MPa}$

Yer değiştirme oranı

Jet-grout kolonların arasında kalan zemin tabakalarına etkiyen dinamik kayma gerilmeleri üzerinde bu kolonların azaltıcı etkisi vardır. Bu etki kayma gerilmesi oranı, K_G , ile ifade edilebilir. Bu oran kolonlar arasında kalan zemine etkiyen azaltılmış kayma gerilmesinin, τ_s , azaltılmamış gerilmeye, τ , oranı şeklinde yazılır ve aşağıdaki denklem ile verilir:

$$K_G = \frac{\tau_s}{\tau} = \frac{1}{G_r} \cdot \frac{1}{[A_r + \frac{1}{G_r}(1 - A_r)]}$$

G_r : kayma modülü oranı ($G_r = G_{jg}/G_{zemin}$)

G_{jg} : jet-grout kolon kayma modülü G_{zemin} : zemin kayma modülü

A_r : yer değiştirme oranı ($A_r = A_{jg}/A$)

A_{jg} : jet grout alanı A : temel alanı

$$G_r = 160/11.5 = 13.9 \quad A_{jg} = (\pi \cdot 0.60^2/4) = 0.283 \text{ m}^2 \quad A_r = 0.283/1.8^2 = 0.087$$

$$\Rightarrow K_G = 0.47$$

Zeminde (-4.5 ve -9.0) kotları arası sıvılaşma oluşturan ortalama kayma gerilmesi oranı:

$$CSR_{ort.}=0.488$$

Zeminde (-4.5 ve -9.0) kotları arası sıvılaşmaya karşı ortalama kayma direnci oranı:

$$CRR_{ort.}=0.273$$

Jet-grout kolon imalatı öncesi sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörü:

$$F_s=CRR_{ort.}/CSR_{ort.}=0.56 < 1.0 \Rightarrow \text{Yüksek sıvılaşma riski!!!}$$

Jet-Grout kolon imalatı sonrası zeminde sıvılaşma oluşturan kayma gerilmesi:

$$CSR'_{ort.}=K_G \times CSR_{ort.} = 0.47 \times 0.488 = 0.229$$

Jet-Grout kolon imalatı sonrası sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörü:

$$F_s=CRR_{ort.}/CSR'_{ort.}=1.2 \geq 1.2 \Rightarrow \text{Sıvılaşmaya karşı yeterli güvenlik mevcut!} \checkmark$$

IV. TEMEL OTURMA ve TAŞIMA KAPASİTESİ ANALİZLERİ

4.1. Üst Yapı Yükleri

ΣG	: 4533.9 t
ΣQ	: 1847.4 t
W_{temel}	: 1216.8 t
$\Sigma W_{\text{yapı/G+Q}}$	: 7598.1 t ($\Sigma G + \Sigma Q + W_{\text{temel}}$)
$\Sigma W_{\text{yapı/G+0.5Q}}$	: 6674.4 t ($\Sigma G + 0.5\Sigma Q + W_{\text{temel}}$)
A_{temel}	: 608.4 m ²
q_{G+Q}	: 12.5 t/m ²
$q_{G+0.5Q}$	: 11.0 t/m ²
$q_{\text{kazı}}$	: 8.0 t/m ² ($\gamma_n \times D_f = 1.73 \times 4.60$)
$q_{\text{net/G+Q}}$	: 4.5 t/m ² ($q_{\text{net/G+Q}} = q_{G+Q} - q_{\text{kazı}}$) ortalama gerilme
$q_{\text{net/G+0.5Q}}$	: 3.0 t/m ² ($q_{\text{net/G+0.5Q}} = q_{G+0.5Q} - q_{\text{kazı}}$) ortalama gerilme
V_x	: 799.2 t
V_y	: 804.0 t
M_{dx}	: 13457.6 tm
M_{dy}	: 10744.3 tm
e_x	: 1.77 m
e_y	: 1.41 m

4.2. Sığ Temel Taşıma Kapasitesi Analizi

Meyerhof Yöntemi'ni kullanarak yapılan güvenilir temel taşıma kapasitesi (zemin emniyet gerilmesi) hesabı yapılmıştır. Killi kum tabakası için yapılan analizde içsel sürtünme açısı ihmal edilmiş ve iyileştirilmiş zemine ait olan efektif kohezyon $c'=45.0$ kPa kullanılmıştır. Jet grout kolonlu zemin iyileştirme tekniği ile iyileştirilen zeminin mukavemet parametrelerinde bir azalma olmadığı kabul edilmiş ve hesaplar bu kabule göre yapılmıştır. Taşıma kapasitesi güvenlik faktörü $F_s=3.0$ kabul edilmiştir. Bu durumda güvenilir temel taban basıncı (zemin emniyet gerilmesi) $q_a=12.5$ t/m² bulunmuştur. Zemin emniyet gerilmesi $q_a=12.5$ t/m² $\geq q=12.5$ t/m² olarak temel taban basıncından yüksektir ve sığ temel sistemi kabulüne göre yeterli güvenliktedir (Şekil 6).

TAŞIMA KAPASİTESİ HESAPLARI

Yöntem: Meyerhof

Temel Boyutları

B (m): 21.10
L (m): 28.90

Temel Derinliği

D_f (m): 4.6
H (m): 10.6
YASS (m): 3
γ₁ (t/m³): 1.8
γ₂ (t/m³): 0.8

Zemin Parametreleri

c (t/m²): 4.89
φ (°): 0.0

Taşıma Kapasitesi Katsayıları

N_q: 1.00
N_i: 0.00
N_c: 5.14

Şekil Faktörleri

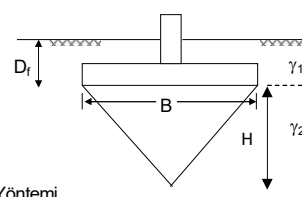
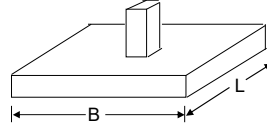
λ_{cs}: 1.146
λ_{qs}: 1.073
λ_{γs}: 1.073

Derinlik Faktörleri

λ_{cd}: 1.044
λ_{qd}: 1.022
λ_{γd}: 1.022

Güvenlik Faktörü

GF: 3



Meyerhof Yöntemi

$$q_f = c \cdot N_c \cdot \lambda_{cs} \cdot \lambda_{cd} + D_f \cdot \gamma \cdot N_q \cdot \lambda_{qs} \cdot \lambda_{qd} + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \lambda_{\gamma s} \cdot \lambda_{\gamma d}$$

λ_{cs}, λ_{qs}, λ_{γs} = şekil faktörleri

λ_{cd}, λ_{qd}, λ_{γd} = derinlik faktörleri

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) \quad \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) = \tan^2 (45 + \varphi / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi \quad N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan (1.4 \varphi)$$

$$\lambda_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Güvenilir Temel Taban Basıncı (zemin emniyet gerilmesi)

q_f (t/m²): 37.4 q_a (t/m²): 12.5

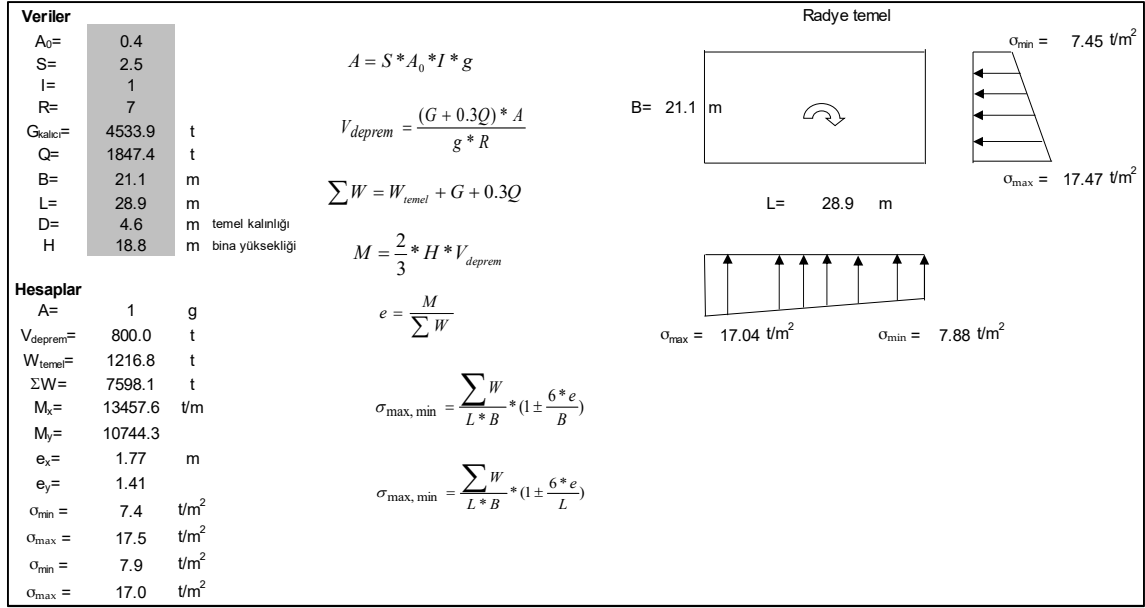
Şekil 6. Sığ temel sistemi kabulü için efektif gerilme yaklaşımı ile güvenilir temel taban basıncı hesabı

Deprem durumunda temel taban gerilmesi tahkiki

Deprem durumunda temel tabanı altında oluşan en yüksek gerilme σ_{maks}=17.5 t/m² hesaplanmış ve bu hesaplarda Şekil 7’de gösterilmiştir. Bu gerilme sığ temel kabulüyle hesaplanan zemin emniyet gerilmesinden düşüktür (σ_{maks}<q_a) ve temel yeterli taşıma kapasitesi güvenliğine sahiptir.

$$q_{izin verilebilir} \cdot (1.5) \geq \sigma_{max}$$

$$(12.5) \cdot (1.5) \text{ t/m}^2 \geq 17.5 \text{ t/m}^2 \checkmark$$



Şekil 7. Deprem durumunda temel taban gerilmesi

4.3. Temel Oturma Analizi

Sahada 4.60 m derinliğinde yapılacak temel kazısı sonucunda zeminden $q_{kazi}=8.0 \text{ t/m}^2$ ($q_{kazi}=\gamma_n \times D_f$) mertebesinde yük kaldırılmış olacaktır. Üst yapı inşaatından dolayı zemine aktarılabilecek $(G+0.5Q+W_{temel})$ temel değme basıncı ise $q_{G+0.5Q}=11.0 \text{ t/m}^2$ seviyesinde olacaktır. Neticede konsolidasyon oturması meydana getirecek net gerilme artışı:

$$\Rightarrow q_{net} = G+0.5Q - q_{kazi} = 3.20 \text{ t/m}^2$$

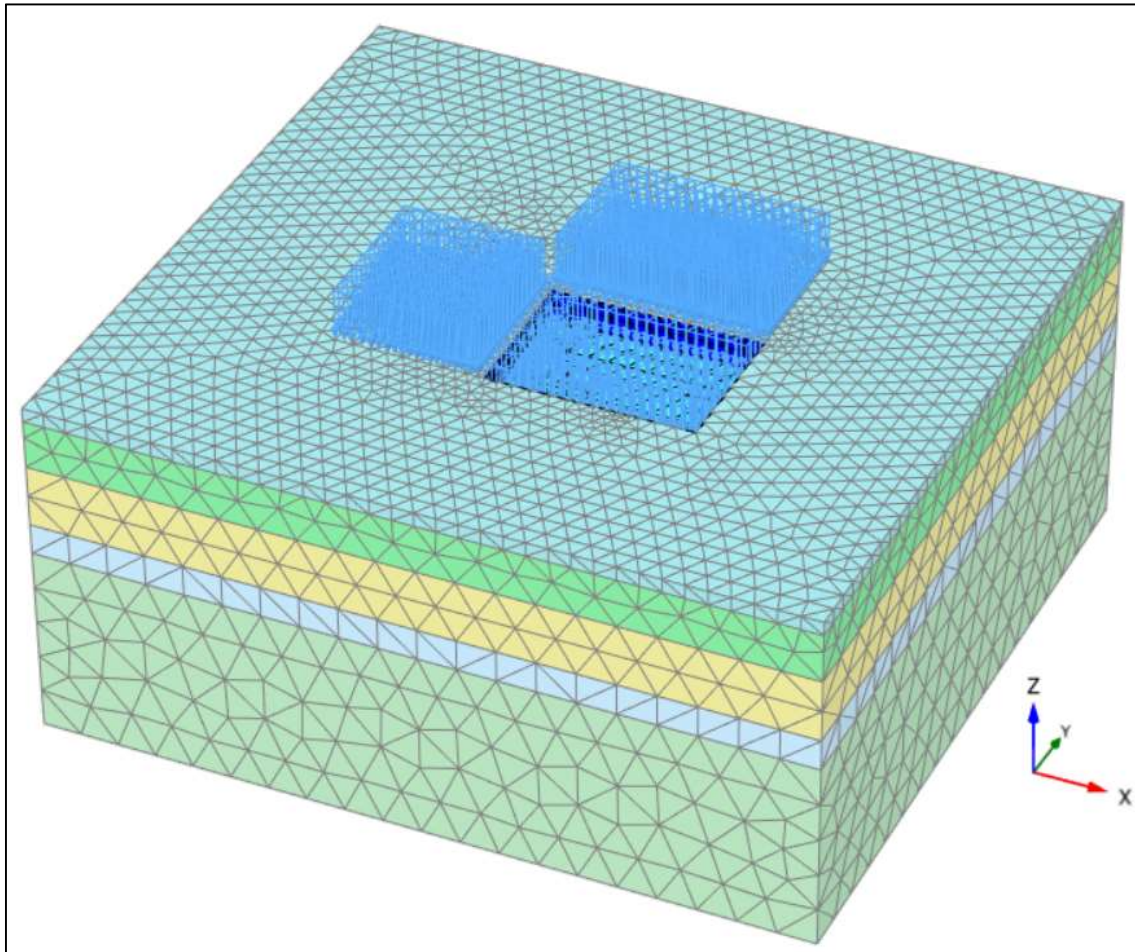
değerinde hesaplanır. Söz konusu binanın temel kazısında kaldırılacak yük, yapı temelinden aktarılabilecek olandan daha az olduğu için zeminde gerilme artışı meydana gelecektir.

Temel tabanı altında net gerilme artışı meydana geleceği için yapıda konsolidasyon oturması ortaya çıkacaktır. Elastik temel kabulüyle hesaplanan oturmalar Çizelge 4'te gösterilmiştir. Bu hesaplama göre temel merkezindeki oturma 0.33 cm olarak hesaplanmıştır.

Çizelge 4. Elastik temel için oturma hesabı

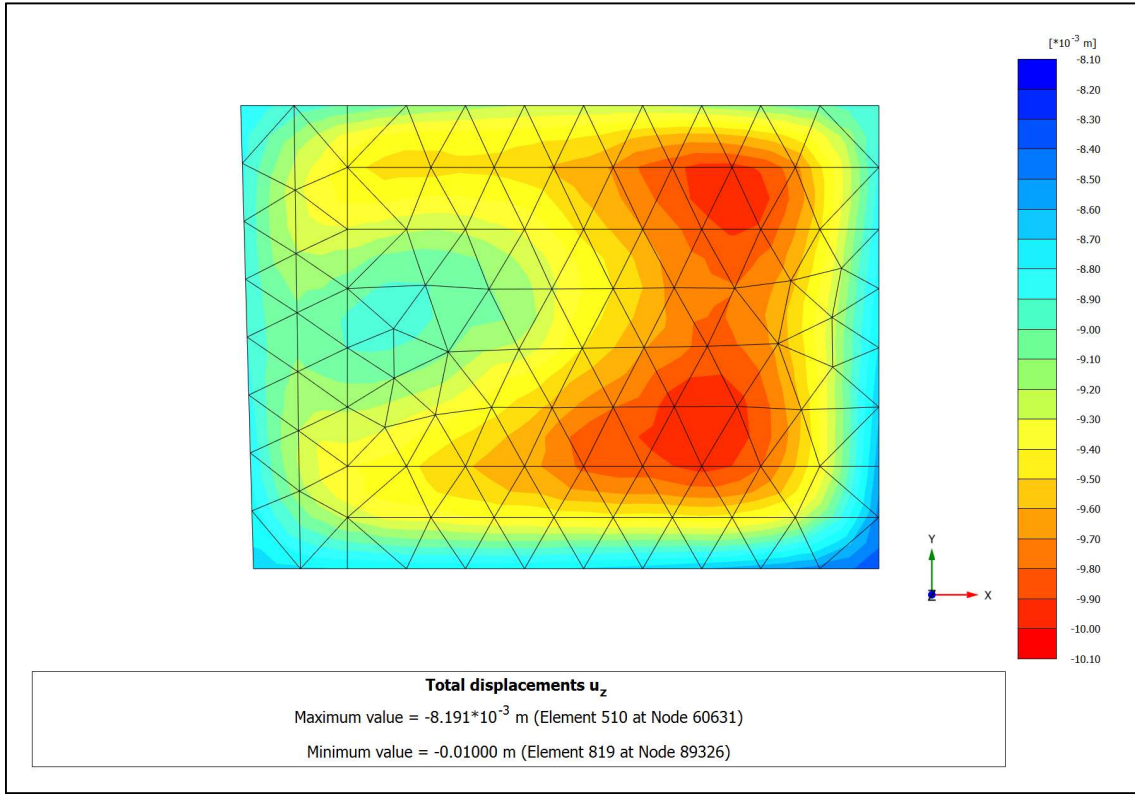
Veri Girişi								
B (m)	L (m)	q (kPa)	D _f (m)	H (m)	ν	E (kPa)	α	B' (m)
21.1	28.9	29.4	4.6	10.5	0.3	62289	4	10.55
Sonuçlar								
m'	n'	A0	A1	A2	F1	F2	I _s	I _f
1.3697	0.9953	0.1594	0.2597	0.6999	0.1334	0.0967	0.1887	0.95
$S_{e(\text{flexible})} = q(\alpha B') \frac{1 - \nu^2}{E} I_s I_f \quad (\text{Bowles, 1987})$								
S _e (cm)								
0.33								

Uzun dönem oturma hesabı ayrıca Plaxis3D yazılımı kullanılarak da gerçekleştirilmiştir. Modelin 3-Boyutlu görünümü Şekil 8'de takdim edilmiş olup, komşu parseldeki yapıların neden olacağı sürşarj etkisi modelde göz önüne alınmıştır.



Şekil 8. 3-Boyutlu sonlu elemanlar hesap modeli

Gerçekleştirilen analiz sonuçlarına göre, uzun dönemde radyede meydana gelecek maksimum oturma değeri ~ 1.0 cm mertebesinde olup oldukça güvenlidir (bkz. Şekil 9) ($s_{uzun\ dönem} = 1.0 \text{ cm} < s_{izin\ verilen} = 12.0 \text{ cm}$ ✓). Ayrıca, radyede meydana gelen oturmalar üniform yapıda olup açısai dönme söz konusu değildir. Her iki doğrultu için açısai dönme değerleri $\beta = 1/500$ 'den oldukça küçüktür.



Şekil 9. Uzun dönemde radyede oluşan oturma değerleri

V. DERİN KAZI ÇUKURUNU KORUMA AMAÇLI İKSA SİSTEMİ

Etrafında yoğun yapılaşmanın bulunduğu çalışma alanında yapılması söz konusu derin temel kazısının iksa sistemi olmadan yapılması mümkün değildir. Komşu yapıların parsele yakınlığı, yaya trafiğinin yoğun olduğu Kemalpaşa Caddesi'ne parsel cephesinin bulunması, içten destekli bir iksa sistemini gerekli kılmıştır.

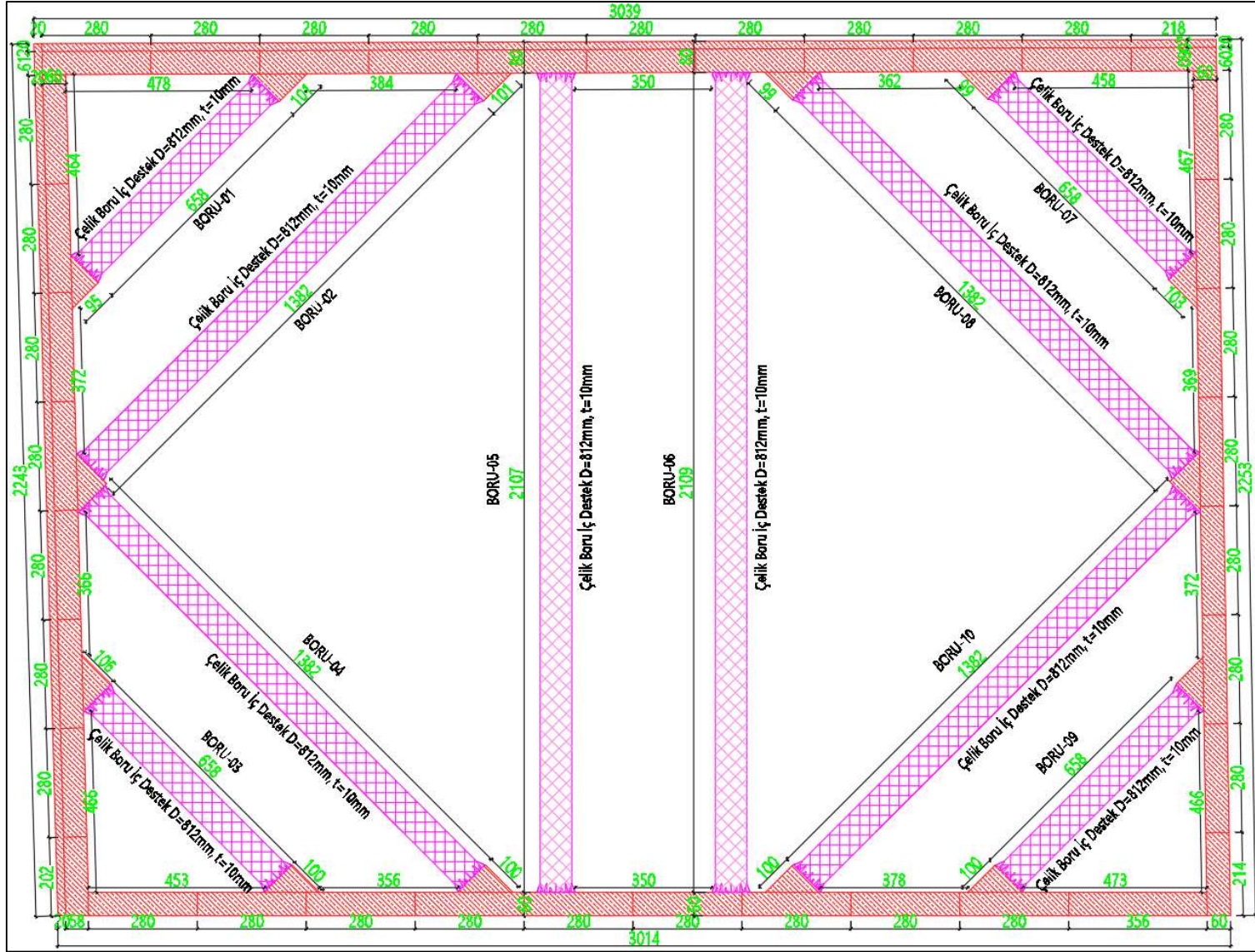
Genel olarak 60 cm x 100 cm enkesitindeki başlık kirişi ile beraber toplam 22 m derinliği olan diyafram duvar panellerinden (60 cm x 280 cm) oluşan, -0.30 kotunda 812 mm çapında 10 mm et kalınlığına sahip düşey doğrultuda tek sıra çelik borular kullanılarak tutulmuş ve elemanlarda oluşan iç kuvvetlere göre tasarım yapılmıştır. Diyafram duvar ile efektif olarak su sızdırmazlığının sağlanması da ayrıca hedeflenmiştir.

5.1. İçten Çelik Boru Destekli İksa Sistemi Analizleri

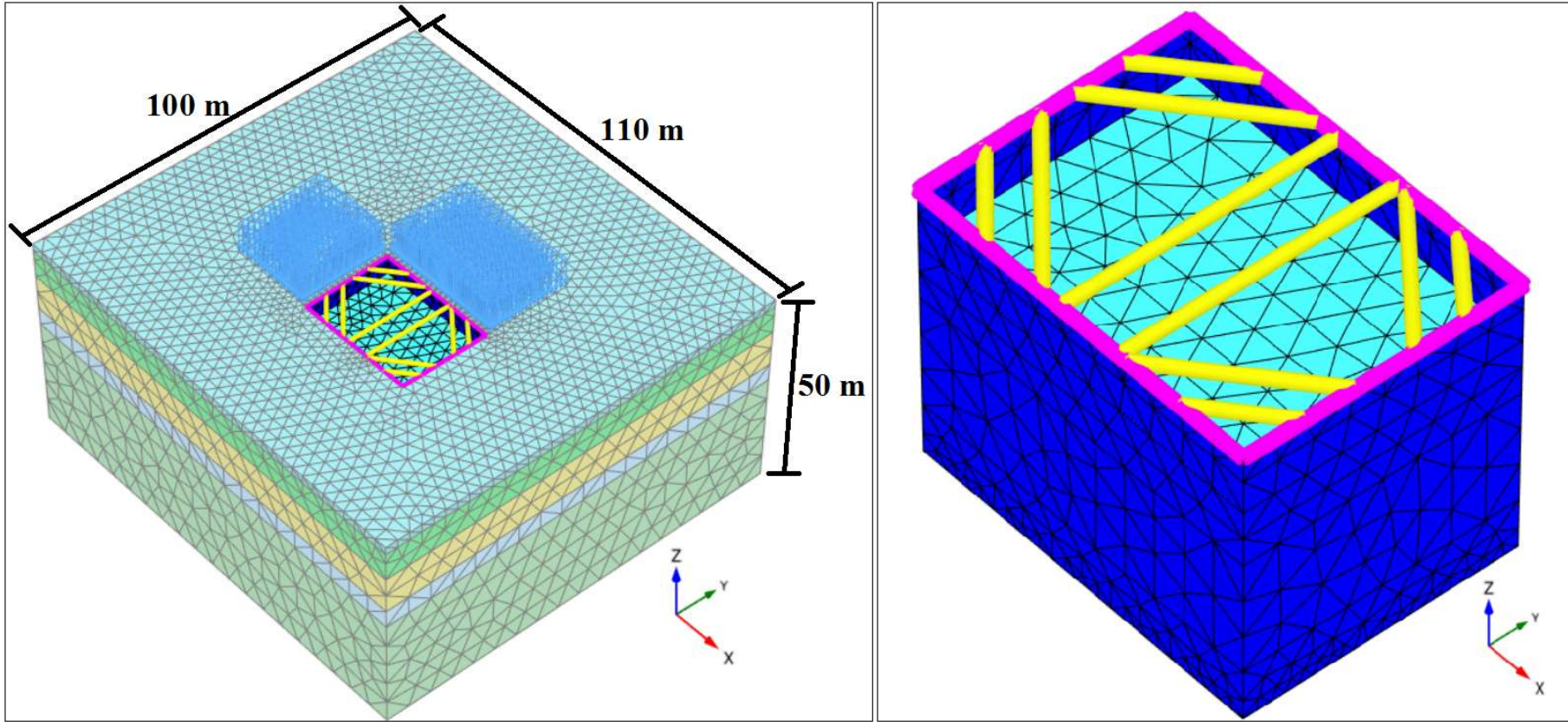
Geoteknik analizleri yapılan içten tek sıra çelik boru destekli betonarme diyafram duvardan oluşan iksa sisteminin üç boyutlu analizleri Plaxis3D yazılımı kullanılarak yapılmıştır.

Projelendirilen sistemin plan görünümü ve çelik boru numaralandırması Şekil 10'da takdim edilmiştir. Çelik borular, diyafram duvar panellerinde neden olabileceği zımbalamaya karşı tedbir olarak guselere mesnetlenmesi uygun görülmüş ve bu şekilde projelendirilmiştir.

Zemin davranışı ve iksa elemanları Plaxis yazılımında; zemin davranışı pekleşen zemin modeli ile, çelik iç destekler-kuşaklama kirişleri çubuk elemanlar ile ve son olarak diyafram duvar plak elemanlar ile modellenmiştir. Model boyutları; x, y ve z yönlenleri için sırasıyla; 110 m, 100 m ve 50 m'dir. Toplam 107688 düğüm noktası ve 77536 eleman mevcuttur. Modelin üç boyutlu görünümü Şekil 11'de sunulmuştur. Bina çevresindeki mevcut binaların sürşarj etkisi doğrudan modele etki ettirilmiştir (Bkz. Şekil 11).

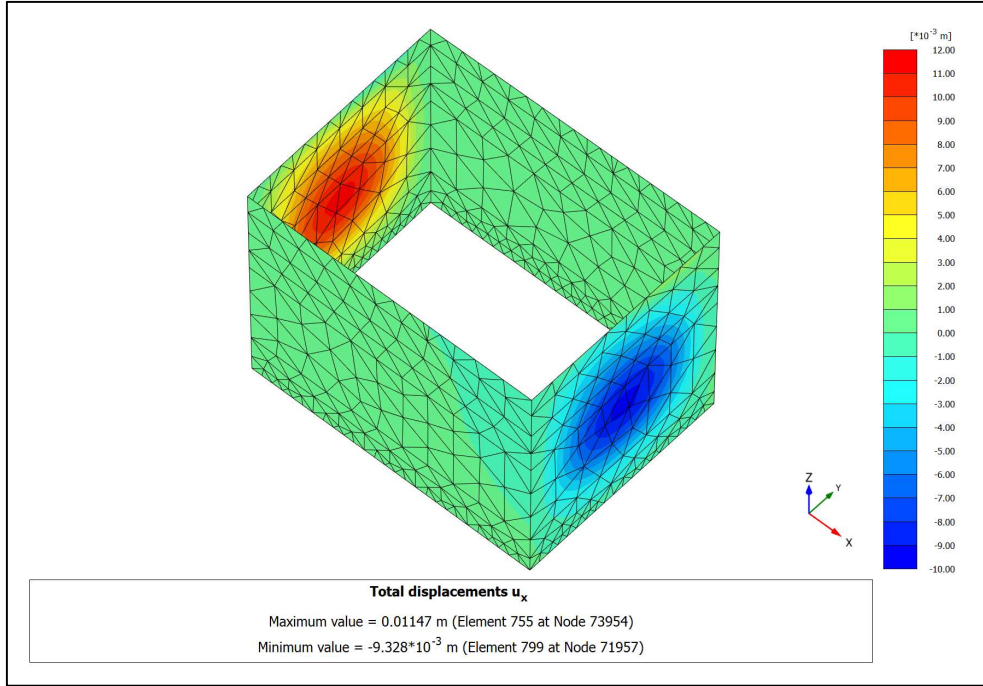


Şekil 10. İksa sisteminin plan görünümü

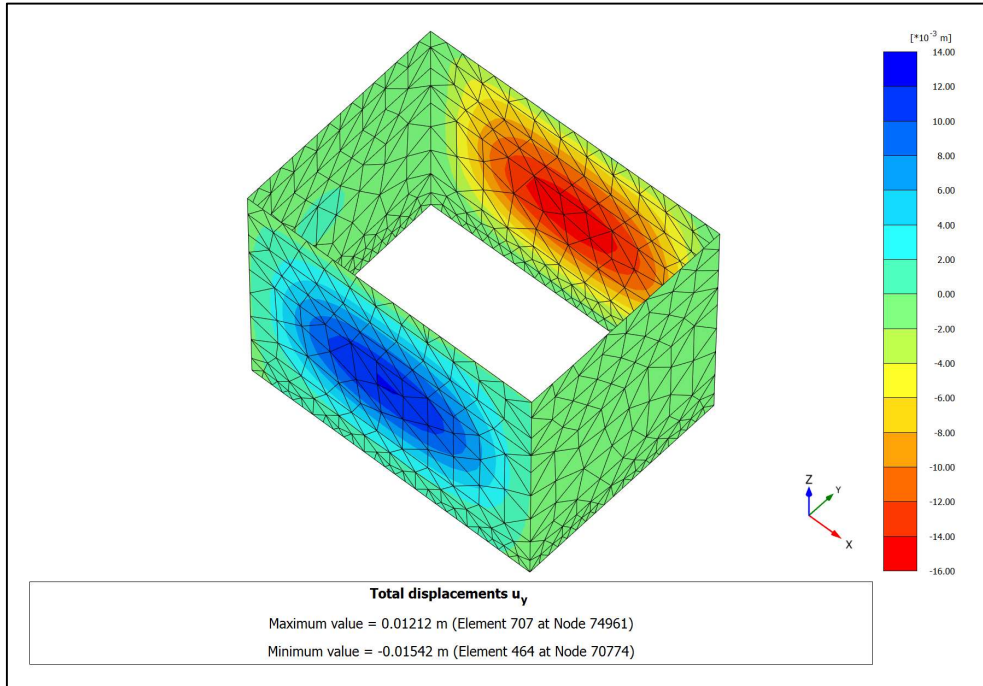


Şekil 11. Üç boyutlu nümerik hesap modeli

Kazı sonucunda diyafram duvarda meydana gelen ekstremum deplasman değerleri, x yönü için 1.1 cm ve -0.9 cm, y yönü içinse 1.5 cm ve -1.2 cm'dir (Bkz. Şekil 12 ve Şekil 13).

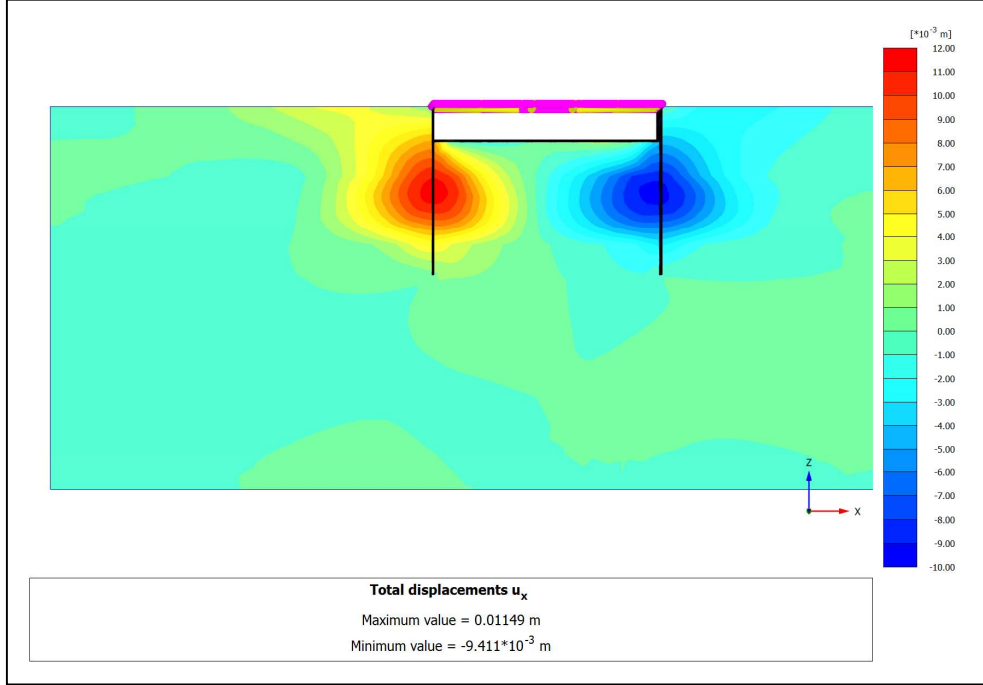


Şekil 12. Tek cephesi sürşarja maruz dar cephedeki diyafram duvarda meydana gelen x yönündeki ekstremum deplasman değerleri

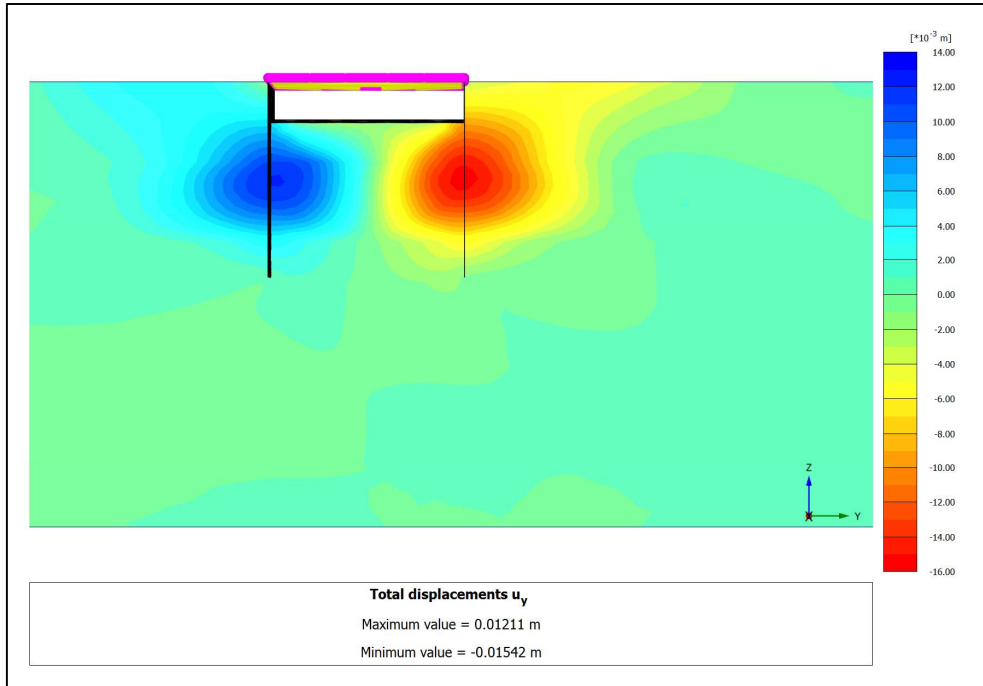


Şekil 13. Tek cephesi sürşarja maruz geniş cephedeki sürşarja maruz diyafram duvarda meydana gelen y yönündeki ekstremum deplasman değerleri

Kazı sonucunda zeminde meydana gelen ekstremum deplasman değerleri, iksa sisteminin tek cepheden sürşarja maruz dar cepheleri için (A-A kesiti), geri kalan cepheler (tek taraftan sürşarja maruz geniş cepheler) için (B-B kesiti) Şekil 14 ve Şekil 15'te takdim edilmiştir.

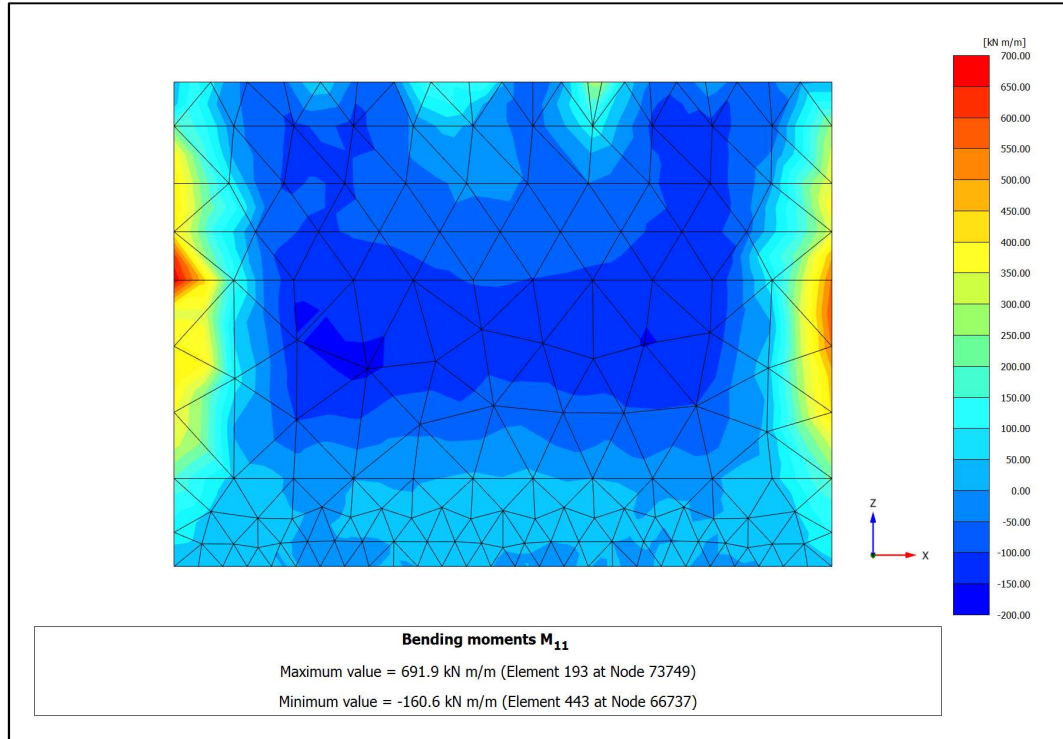


Şekil 14. Tek taraftan sürşarja maruz dar cephelerdeki zeminde meydana gelen x yönündeki ekstremum deplasman değerleri

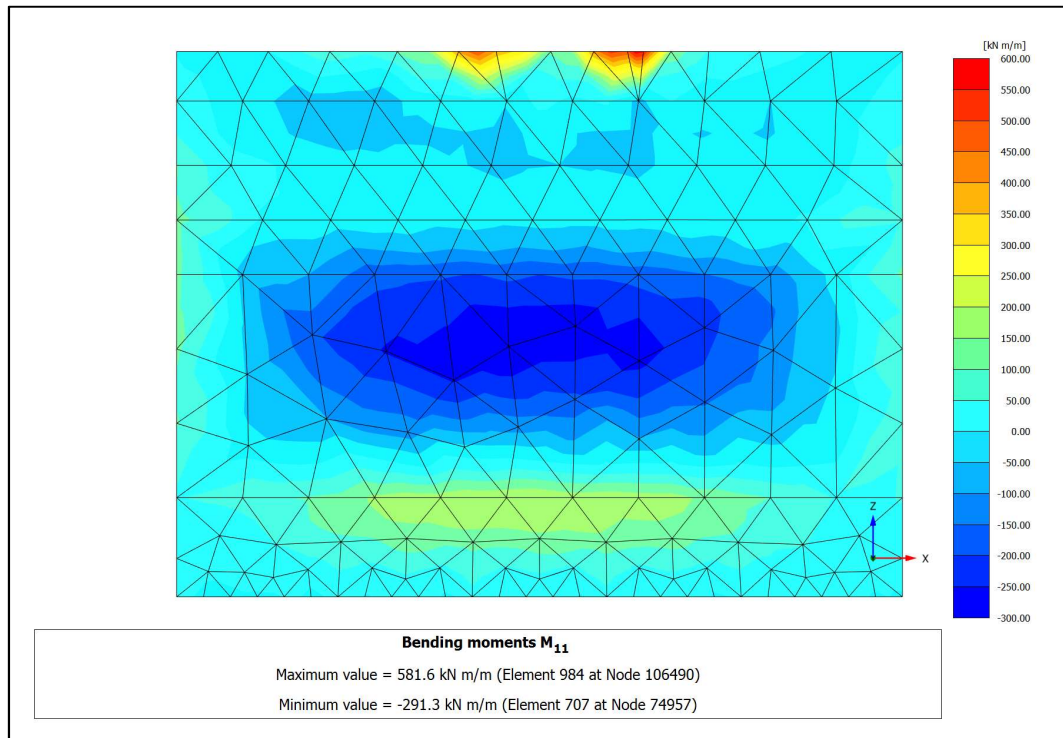


Şekil 15. Tek taraftan sürşarja maruz geniş cephelerdeki zeminde meydana gelen y yönündeki ekstremum deplasman değerleri

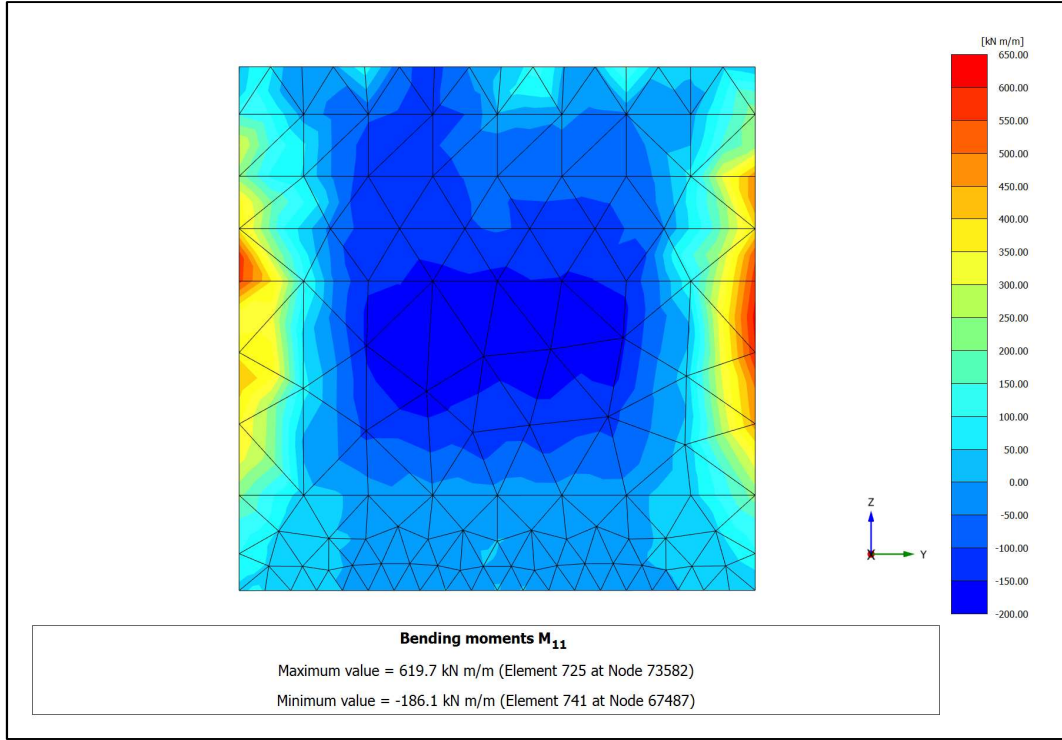
Diyafram duvarda kazı sonucu meydana gelen moment değerleri; geniş cepheler için Şekil 16 ve Şekil 17’de, dar cepheler için Şekil 18 ve Şekil 19’da verilmiştir.



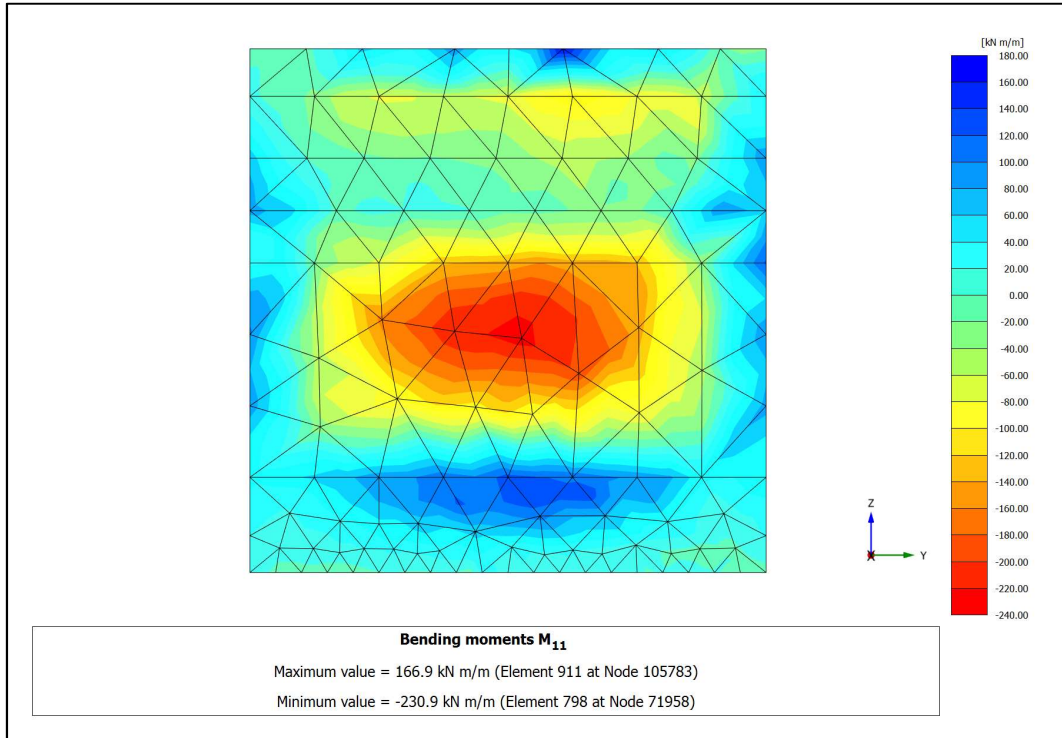
Şekil 16. Sürşarja maruz kalan geniş cephedeki diyafram duvar momentleri



Şekil 17. Sürşarjsız cephedeki diyafram duvar momentleri



Şekil 18. Sürşarja maruz kalan dar cephedeki diyafram duvar momentleri



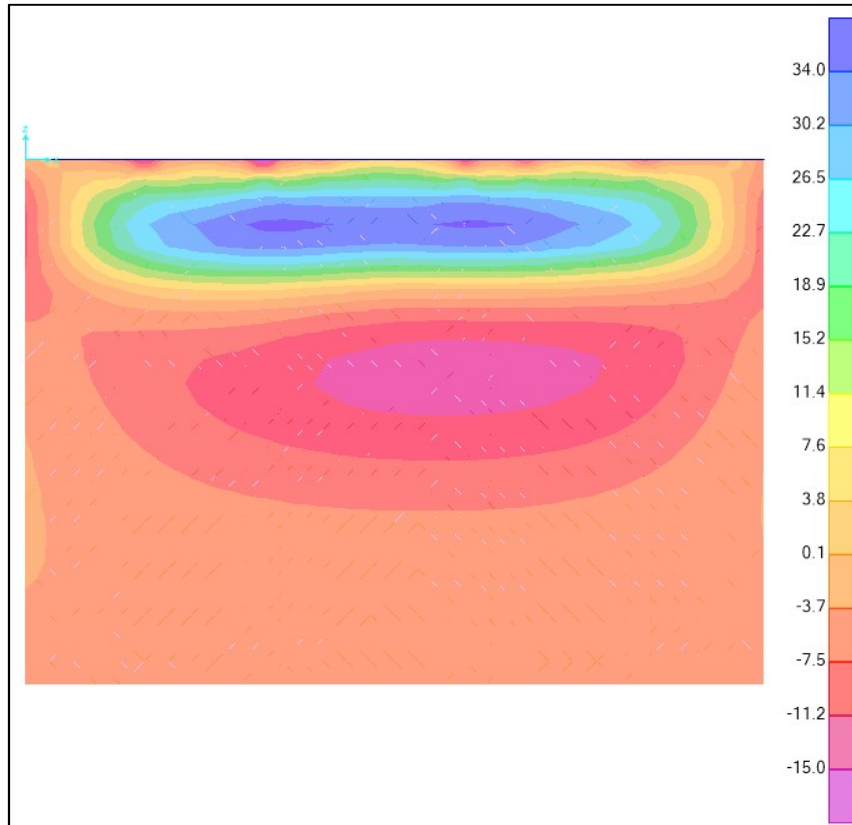
Şekil 19. Sürşarjsız dar cephedeki (Kemalpaşa Caddesi'ne bakan cephe) diyafram duvar momentleri

Diyafram duvarda meydana gelen M11 momentleri ve Q13 kesme değerleri, her cephe için ayrı ayrı elde edilmiş, tasarım için en olumsuz durum dikkate alınmıştır (bkz. Çizelge 5).

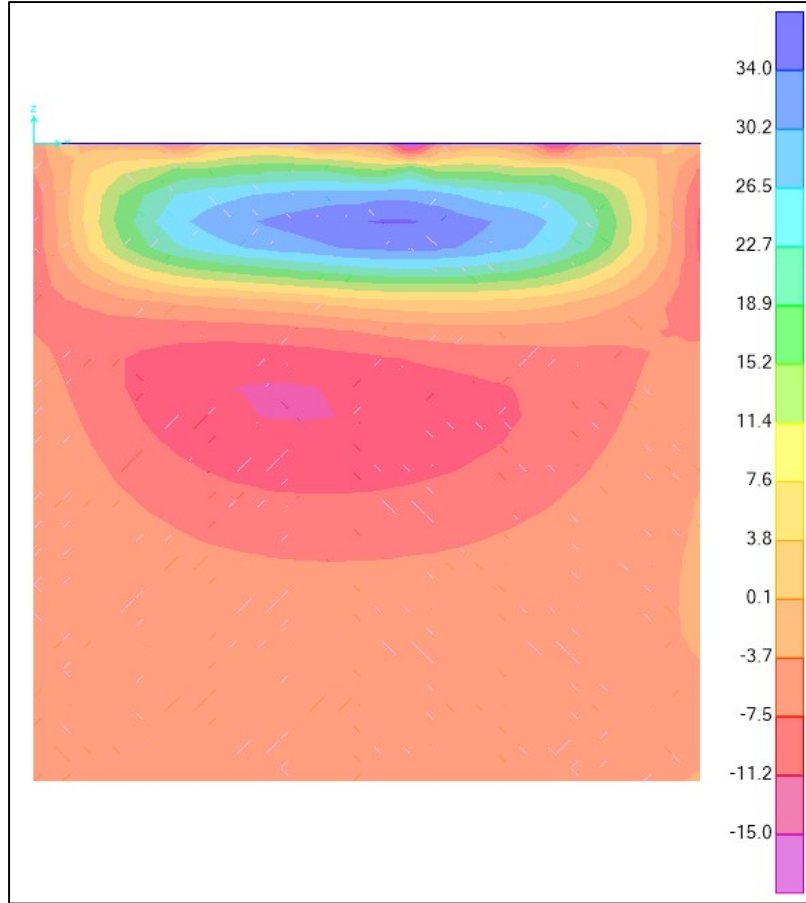
Çizelge 5. Diyafram duvarda meydana gelen tasarıma esas M11 moment ve Q13 kesme değerleri

Moment (tm/m)				
Derinlik (m)	Sürşarja Maruz Geniş Cephe	Sürşarjsız Geniş Cephe	Sürşarja Maruz Dar Cephe	Sürşarjsız Dar Cephe
0.00-4.60	32.3	23.3	11.5	9.5
4.60-22.00	23.1	11.4	6.2	6.8
Kesme (t/m)				
Derinlik (m)	Sürşarja Maruz Geniş Cephe	Sürşarjsız Geniş Cephe	Sürşarja Maruz Dar Cephe	Sürşarjsız Dar Cephe
0.00-4.60	20.9	8.6	17.3	11.4
4.60-22.00	4.8	5.5	2.5	3.5

İksa analizi, SAP2000 programı ile de gerçekleştirilmiştir. Hem geniş hem de dar cepheleri kapsayan, en yüksek iç kuvvetlerin olduğu cepheler için moment değerleri takdim edilmiştir. (Şekil 20 ve Şekil 21).



Şekil 20. Sürşarja maruz kalan geniş cephedeki diyafram duvar momentleri



Şekil 21. Sürşarja maruz kalan dar cephedeki diyafram duvar momentleri

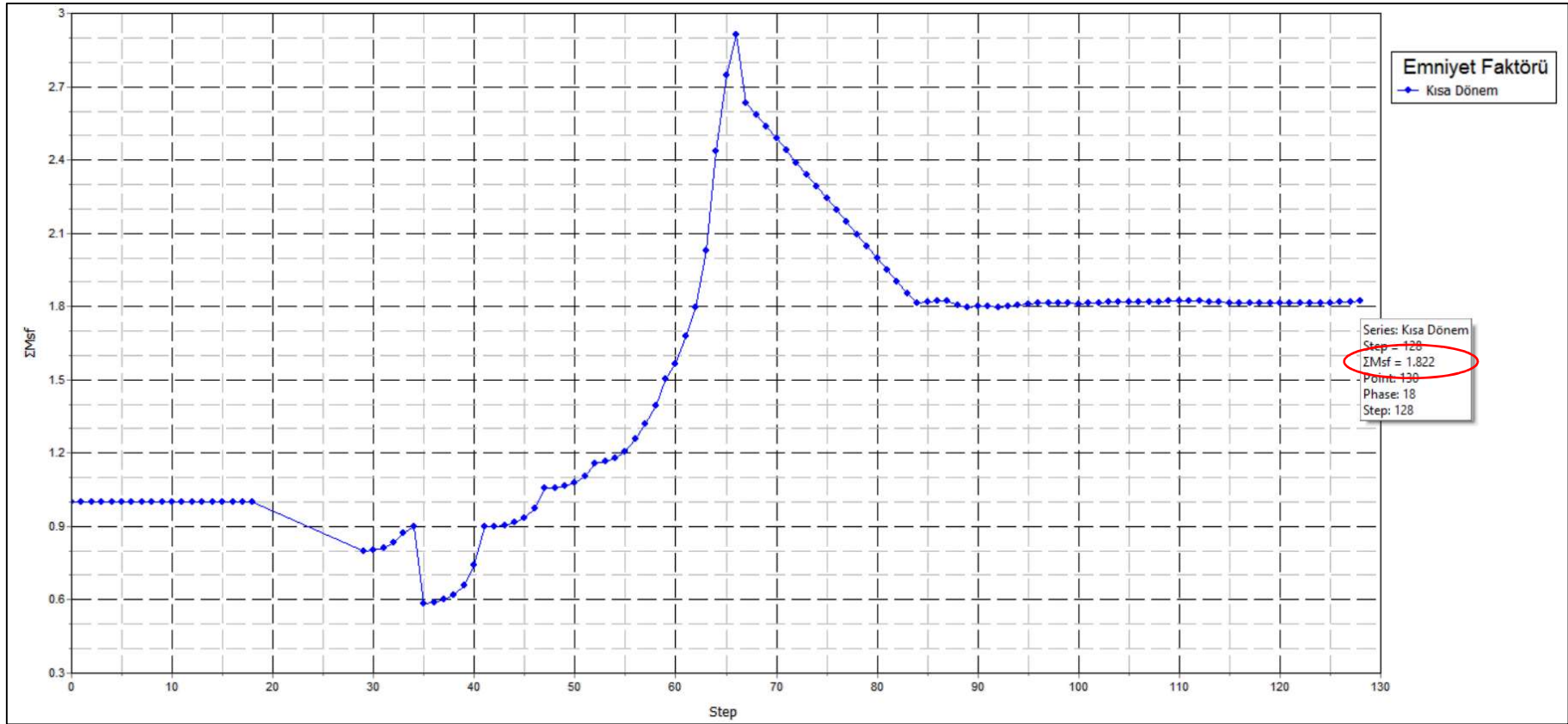
Çelik borularda oluşan eksenel yük değerleri Çizelge 6’da takdim edilmiş olup, boru numaralandırılmasında Şekil 10 dikkate alınmıştır. Boruların eksenel basınç ve burkulma tahkiklerinde kullanılan tasarım değerleri ilerleyen kısımlarda sunulacaktır.

Çizelge 6. Çelik iç destek borularında meydana gelen eksenel kuvvetler

Eleman	Kesit	Boy	P
-	-	cm	Tonf
Boru-01	812/10	658.0	111.0
Boru -02	812/10	1382.0	150.4
Boru -03	812/10	658.0	43.9
Boru -04	812/10	1382.0	94.2
Boru -05	812/10	2107.0	80.1

Eleman	Kesit	Boy	P
-	-	cm	Tonf
Boru-06	812/10	2109.0	99.0
Boru -07	812/10	658.0	56.5
Boru -08	812/10	1382.0	77.2
Boru -09	812/10	658.0	66.7
Boru -10	812/10	1382.0	103.5

c' ve ϕ' azaltımı ile iteratif olarak elde edilen, drenajsız (kısa dönem) durumdaki emniyet katsayısı **1.822**’dir. Elde edilen sonuçlara göre iksa sisteminin hem yanal deplasmanlara karşı performansının yeterli olduğu hem de derin göçmeye karşı yeterli güvenliğe sahip olduğu sonucuna ulaşılmıştır (bkz. Şekil 22).



Şekil 22. Azaltılmış c' ve ϕ' değerleri ile elde edilen en düşük emniyet katsayısı

5.2. Yapısal Elemanların Hesap ve Tasarımı

Bu bölümde “İç Destekli Diyafram Duvar” projesi kapsamında yapılması planlanan betonarme ve çelik elemanlar için betonarme hesaplar verilmiştir.

5.2.1. Diyafram Duvar Betonarme Hesabı

Üç boyutlu analizler sonucunda diyafram duvar plaklarında oluşan eğilme momentleri saptanmış ve içlerinden en olumsuz olanı ile hesap yapılmıştır. Betonarme tasarımda malzeme sınıfı C40-S420 seçilmiş ve tüm betonarme hesaplar bu malzeme sınıfına ait hesap dayanım değerlerine göre yapılmıştır.

Diyafram duvar panelinde moment diyagramlarının incelenmesi sonucu betonarme hesaba esas ekstremum moment değerleri tüm cephelerdeki diyafram için, yüzeyden kazı kotuna kadar; duvar kazı tarafı için **32.3 tm**, toprak tarafı için **19.9 tm**. Bu moment değerlerine göre yapılan betonarme hesap ve seçilen düşey donatı başlık kirişi-kazı kotu arası için aşağıda verilmiştir:

Beton Sınıfı: C30 $\longrightarrow f_{cd} = 0.2 \text{ t/cm}^2$

$$f_{ctd} = 0.0128 \text{ t/cm}^2$$

Donatı Sınıfı: S420 $\longrightarrow f_{yd} = 3.65 \text{ t/cm}^2$

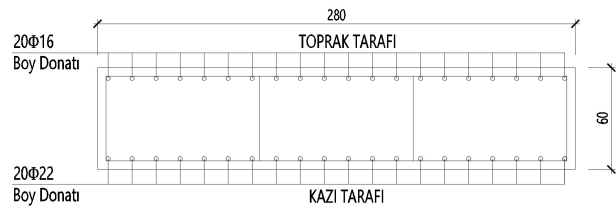
Tüm cephelerdeki diyafram duvarlar için;

$$\rho_{min} = 0.002$$

$$A_{min} = 0.002 \times 280 \times 60 = 33.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{seç} = 40.2 \text{ cm}^2 \text{ (Toprak Tarafı)}$$

$$A_{seç} = 76.0 \text{ cm}^2 \text{ (Kazı Tarafı)}$$



Diyafram duvar panelinde moment diyagramlarının incelenmesi sonucu betonarme hesaba esas ekstremum moment değerleri tüm cephelerdeki diyafram için, kazı kotundan diyafram duvar uç kotuna kadar; duvar kazı tarafı için **23.3 tm**, toprak tarafı için **8.8 tm**. Bu moment değerlerine göre yapılan betonarme hesap ve seçilen düşey donatı başlık kirişi-kazı kotu arası için aşağıda verilmiştir:

Beton Sınıfı: C30 → $f_{cd} = 0.2 \text{ t/cm}^2$

Donatı Sınıfı: S420 → $f_{yd} = 3.65 \text{ t/cm}^2$

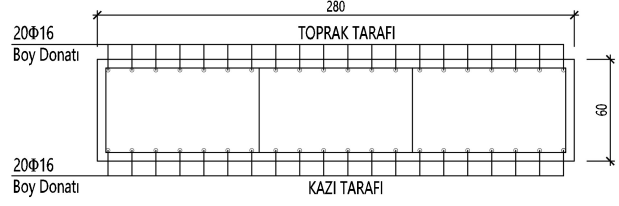
Tüm cephelerdeki diyafram duvarlar için;

$$\rho_{\min} = 0.002$$

$$A_{\min} = 0.002 \times 280 \times 60 = 33.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{seç}} = 40.2 \text{ cm}^2 \text{ (Toprak Tarafı)}$$

$$A_{\text{seç}} = 40.2 \text{ cm}^2 \text{ (Kazı Tarafı)}$$



Şekildeki donatı yerleşimi ile XTRACT bilgisayar yazılımı yardımıyla toprak tarafı ve kazı tarafı için hesaplanan eğilme momenti kapasitesi değeri; yüzeyden kazı kotuna olan kadar kısım için **128.3 tm (kazı tarafı)** ve **68.9 tm (toprak tarafı)**, kazı kotundan diyafram duvar alt kotuna kadar olan kısım için **68.9 tm (kazı tarafı)** ve **68.9 tm (toprak tarafı)**'dir. Bu değerler sırasıyla; **$M_d=32.3 \text{ tm}$, $M_d=19.9 \text{ tm}$, $M_d=23.3 \text{ tm}$ ve $M_d=8.8 \text{ tm}$** değerlerinden büyük olduğundan kesit güvenlidir. XTRACT hesap dosyaları ekte verilmiştir.

5.2.2. Diyafram Duvar Başlık Kirişi Betonarme Hesabı

Diyafram duvar paneli başlık kirişinde moment diyagramların incelenmesi sonucu betonarme hesaba esas tasarım moment değeri **24.1 tm** ve kesme değeri **22.4 t** olarak elde edilmiştir. Bu moment değerine göre yapılan betonarme hesap ve seçilen düşey donatı aşağıda verilmiştir. Betonarme tasarımda malzeme sınıfı C30-S420 seçilmiş ve tüm betonarme hesaplar bu malzeme sınıfına ait hesap dayanım değerlerine göre yapılmıştır.

Beton Sınıfı: C30 → $f_{cd} = 0.2 \text{ t/cm}^2$

$$f_{ctd} = 0.0128 \text{ t/cm}^2$$

Donatı Sınıfı: S420 → $f_{yd} = 3.65 \text{ t/cm}^2$

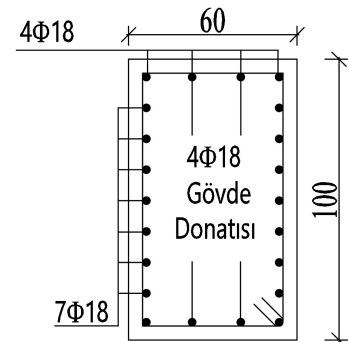
$$\Psi = A_s / (b_w \times d \times f_{cd}) = 22.9 / (90 \times 50 \times 0.2039) = 0.025$$

$$\Psi' = A'_s / (b_w \times d \times f_{cd}) = 22.9 / (90 \times 50 \times 0.2039) = 0.025$$

$$K'f_{cd} = 11.4 \rightarrow K'f_{cd} = (b_w \times d^2 \times f_{cd} / M_d) \rightarrow M_d = 4024.3 \text{ tcm} > 2410.0 \text{ tcm} \checkmark$$

$d > 60 \text{ cm}$ olduğundan 0.001 oranında gövde donatısı konulur.

$$A_{sl} = 0.001 \times b_w \times d = 0.001 \times 50 \times 90 = 4.5 \text{ cm}^2$$



$$A_{se\check{c}} = 10.2 \text{ cm}^2 (4\Phi 18)$$

$$\text{Tasarım kesme değeri} = 27.2 \text{ t}$$

$$V_d = 220 \text{ kN}$$

$$V_d > 0.22 \times f_{cd} \times b_w \times d = 0.22 \times 20 \times 500 \times 900 = 201.8 \text{ kN}$$

$$V_d = 220 \text{ kN} > 201.8 \text{ kN}$$

$$V_r = V_c + V_w$$

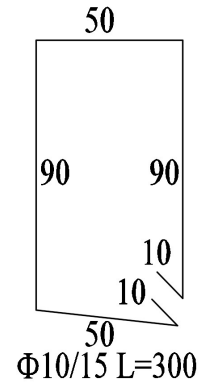
$$V_c = 0.8 \times V_{cr}$$

$$V_{cr} = 0.65 \times f_{ctd} \times b_w \times d = 0.65 \times 1.28 \times 900 \times 500 = 374.4 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.8 \times 374.4 = 299.5 \text{ kN}$$

$$V_w = 0.3 \times f_{ctd} \times b_w \times d = 0.30 \times 0.128 \times 90 \times 50 = 170.1 \text{ kN} (s=15 \text{ cm})$$

$$V_d < V_c + V_w \Rightarrow 220 < 299.5 + 170.1 \checkmark \Rightarrow \text{Seçilen Etriye} = \Phi 10/15$$



5.2.3. Çelik İç Destek Boruları Taşıma Kapasitesi Hesabı

Gerçekleştirilen iki boyutlu analizler sonucunda iç destek çelik profillerinde oluşan en yüksek iç kuvvet değeri 150.4 t'dur. Ayrıca, çelik elemanlarının tasarımında malzeme sınıfı olarak S355 seçilmiş ve tüm hesaplar bu malzeme sınıfına ait hesap dayanım değerlerine göre yapılmıştır. Çelik iç destek borunun genişliği 812 mm olup et kalınlığı 10 mm olarak seçilmiştir. Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esasları Yönetmeliği'nde belirtilen (2016), Tablo 5.1A'da ifade edilen koşullara göre enkesit narindir:

$$\frac{D}{t} < 0.11 \cdot \frac{E}{F_y} \Rightarrow \frac{812}{10} > 0.11 \cdot \frac{200000}{355} \quad (\text{Narin Kesit}) \quad \text{Tablo 5.1A} \checkmark$$

Boru enkesitindeki narin elemanlarda, etkin alan şu şekilde hesaplanır:

$$0.11 \frac{E}{F_y} < \frac{D}{t} < 0.45 \frac{E}{F_y} \text{ için } A_e = \left(\frac{0.038E}{F_y \left(\frac{D}{t} \right)} + \frac{2}{3} \right) A_g \text{ (Denklem 8.26b)}$$

$$A_e = 23439.9 \text{ mm}^2$$

Karakteristik basınç kuvveti dayanımı (P_n), en fazla eksenel yüke maruz kalan $L=13.8$ m uzunluğundaki boru için şu şekilde hesaplanır:

$$P_n = F_{cr} A_e \text{ (Denklem 8.23); } \frac{L}{i} = \frac{13800}{2835.7} \leq 200 \text{ şartı ile } \checkmark$$

$$\frac{L_c}{i} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow \frac{13800}{2835.7} \leq 4.71 \sqrt{\frac{200000}{355}} \text{ (Denklem 8.2) } \checkmark$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\left(\frac{F_y}{F_e} \right)} \right] F_y \text{ \& } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{i} \right)^2} = 833.5 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\left(\frac{355}{833.5} \right)} \right] 355 = 297.0 \text{ MPa}$$

$$P_n = 297.0(23439.9) = 709.7 \text{ t} > 150.4 \text{ t} \checkmark$$

VI. PROJE SAHASINDA ALINMASI GEREKLİ DİĞER ÖNLEMLER

Radye temelden sonra bodrum kat perde-kolon ve döşeme imalatı bitirilinceye kadar iç destekler kaldırılmamalıdır. Çelik borudan iç desteklerin her iki ucunda lokal burkulmaya karşı önlem alınmalıdır. Boru yerleştirilmeden önce yerinde ölçüm alınmalı ve temiz bir kaynak işçiliği sağlanmalıdır. Diyafram duvar imal edilirken bentonit kıvamı mükemmel seviyede tutulmalı, beton dökümü mutlaka Tremie borusu kullanılarak standartlara uygun bir şekilde yapılmalıdır. Diyafram duvar panelleri-radye bağlantı yerlerine filiz ekilecek ve proje müellifi tarafınca uygun görülen epoksi kullanılacaktır. Epoksi uygulaması yapılmadan önce kompresör yardımıyla filiz yuvaları düzgün bir şekilde temizlenecektir. Filiz donatı çapı en az $\phi 24$ olmalıdır.

VII. SONUÇLAR ve ÖNERİLER

Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'ne üst yapı proje müellifi Epsilon Mühendislik tarafından yapılan müracaatı müteakip Mühendislik Fakültesi ile anılan kurum arasında kurulan Döner Sermaye Proje İş Protokolü hükümleri çerçevesinde hazırlanan bu geoteknik değerlendirme raporunda, İzmir İli Karşıyaka İlçesi Donanmacı Mahallesi 19 pafta 69 ada 33 parsel'de inşaatı söz konusu yapıya ait temel ve derin kazı çukurunu koruma amaçlı iksa sistemi projeleri için geoteknik analiz ve değerlendirmeler yapılmış. Analiz sonuçlarına göre temel sistemi istenilen taşıma kapasitesi ve oturma güvenliğine sahiptir. İksa sistemi için yeterli derin göçme güvenliği çalışma kapsamında ulaşılan sonuçlar ve analiz bulguları raporumuz içinde ayrıntılı bir şekilde ele alınmakla birlikte aşağıda bir kere daha özetlenmekte, ayrıca önerilerde bulunmaktadır:

1. Toplamda 3.80 m derinliğe ulaşacak derin temel kazı çukurunu koruma amacıyla oluşturulacak içten çelik boru destekli ve betonarme diyafram duvarlı iksa sistemi için yapılan analizlerde derin göçmeye karşı güvenlik faktörü $F_s = 1.822 > 1.50$ ✓ bulunmuştur (bkz. Şekil 22). İksa sistemi derin göçmeye karşı yeterli güvenliğe sahiptir. Diyafram duvarın, 60 cm x 280 cm anolardan oluştuğu dikkate alınmalıdır. İnşaat sırasında ano boyu veya genişliği değiştiği takdirde betonarme tahkikler yeniden yapılmalı ve donatı açılımı değiştirilmelidir.
2. Yapılan hesaplamalar sonucunda radye temelin hem statik durumda hem de depremli durumda yeterli taşıma gücüne sahip olduğu ve her iki yükleme durumunda 3 güvenlik faktörünün elde edildiği gösterilmiştir ($FS \geq 3.0$ ✓). Kazı sebebiyle zemine aktarılan net yük bina yükünün bir kısmına tekabül ettiği için ~1 cm mertebesinde konsolidasyon oturması beklenmektedir. Radye temel izin verilen oturma ($s_e < 12.5$ cm ✓) ve açısal dönme ($\beta < 1/500$ ✓) kriterlerini sağlamaktadır.
3. Sahada öncelikle diyafram duvarlar ve bunlara ait başlık kirişi imal edilecektir. Zemin yüzeyinde kılavuz duvar (gidaj duvarı) yapılmadan diyafram duvar imalatına kesinlikle geçilmeyecektir.
4. Sahada -9.00 kotuna kadar baskın olarak killi granüler zemin bulunmakta olup sıvılaşma potansiyeli söz konusudur. Yüksek alan yer değiştirme oranında $A_r = \%8.7$ yapılacak jet-

grout kolonlu zemin iyileştirmesi sonucunda sıvılaşmaya karşı emniyet katsayısı $1.2(FS \geq 1.2 \checkmark)$ elde edilmiştir ve sıvılaşmaya karşı yeterli bir tedbir olarak değerlendirilmiştir. JG kolon çapı 60 cm, boyu -5.00 kotundan itibaren 7.0 m'dir.

5. JG kolonlarda P 42.5 muadili imento kullanılmalđ, kalite kontrolüne azami zen gösterilmelidir. Hedef tek eksenli basıncı dayanımı 20 kg/cm^2 'dir.
6. Jet grout kolon imalatı tercihen JET I tekniği kullanılarak yapılmalıdır. Çimento dozajı minimum 500 kg/m^3 , su/imento oranı 1.0, imento sınıfı ise P 42.5 veya muadili olmalıdır. Sahada genel imalata geçmeden önce en az 3 adet deneme kolonu kesinlikle imal edilmelidir. Deneme kolonlarında en iyi sonucu veren imalat parametreleri uygulamada kullanılmalıdır. Uygulama sırasında hortum uzunluğuna bağlı olarak oluşacak enjeksiyon basıncı kaybı, pompada basıncı hortum boyuna bağlı olarak enjeksiyon basıncının arttırılması suretiyle telafi edilmelidir. Deneme amaçlı JG kolonların ortasında tam boy karotlu zemin sondajı yapılarak hedeflenen kesitin kolon derinliği boyunca oluştuğu teyit edilmelidir.
7. Jet-grout kolonlarında kesit kontrolünün sadece kolon başında yapılması, karot örneklerinin yalnızca bu kısımdan alınması kabul edilemez. Kontrol mutlaka kolon derinliği boyunca yapılacaktır.
8. Diyafram duvar imalatı ve başlık kirişi yapıldıktan 7 gün sonra JG kolon imalatına geçilecektir. JG kolonlar kazıdan önce zemin yüzeyinden yapılacaktır. Bu nedenle her bir kolonda 5.0 m boş delgi mevcuttur. Ancak İdare'nin göstereceği kolonlar zemin yüzeyine kadar çıkarılarak bunlarda tam boy karotlu sondaj yapılacaktır.
9. İksa ve temel sistemi imalatında öncelikle (a) iksa sistemi elemanları; daha sonra (b) jet-grout kolonlar yapılacaktır. Jet-grout kolon imalatı komşu parseldeki yapılara zarar vermeyecek şekilde yerine getirilmeli, enjeksiyon basıncı proje müellifinin bildireceği oranda gerekiyorsa azaltılmalıdır
10. Diyafram duvar yapımında bentonit kıvamı gk oluşumuna müsaade etmeyecek şekilde tanzim edilmeli ve sürekli kontrol edilmelidir. Diyafram duvar betonu mutlaka Tremie borusu kullanılarak dökülmelidir. Beton "slump" değeri 200~220 mm olmalıdır.

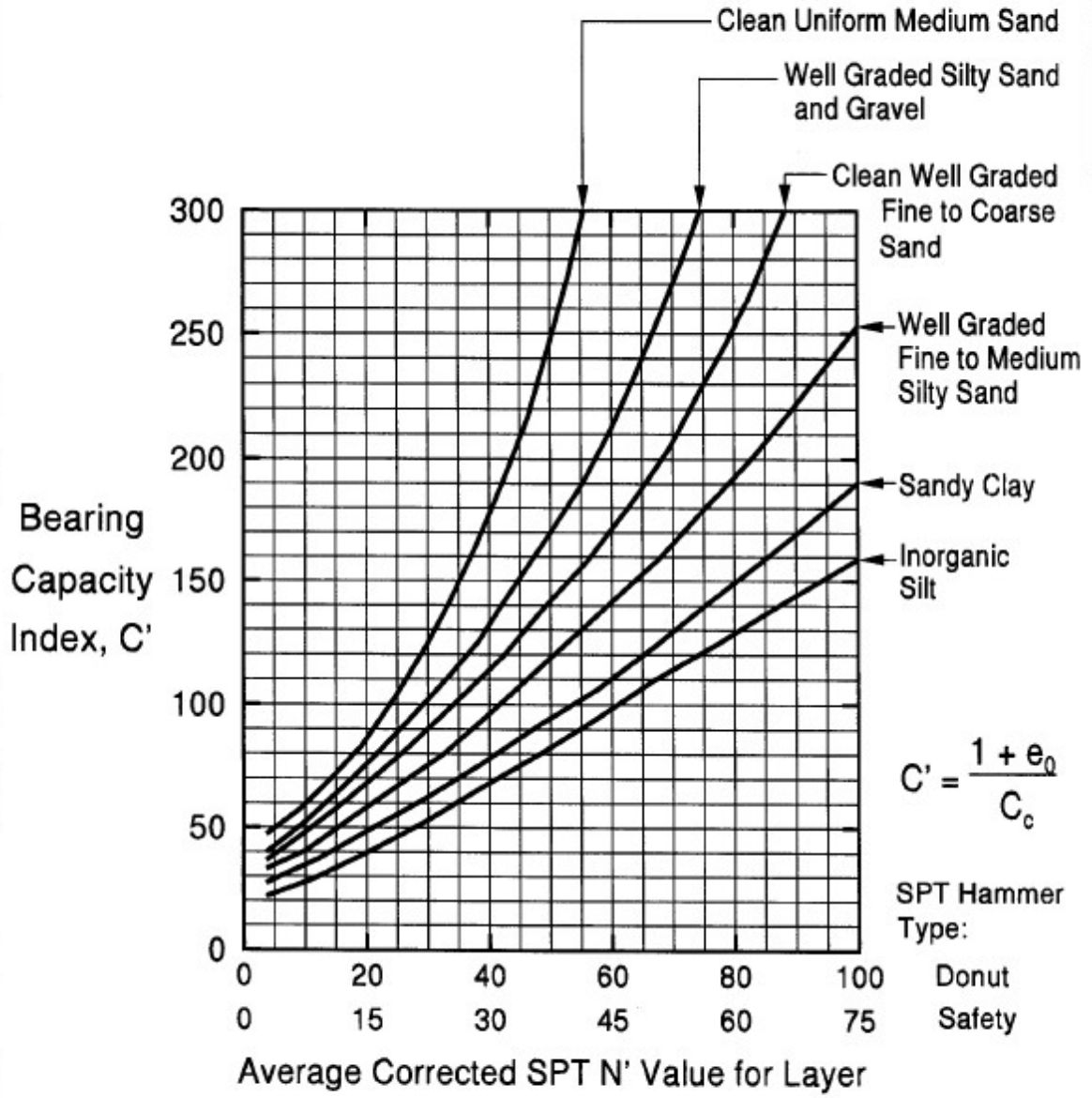
11. Sahada her cephenin ortasında bir adet olmak üzere toplamda 4 adet inklinometre kuyusu diyafram panelleri ortasında tesis edilmeli; her bir kuyunun derinliği en az panel derinliği kadar olmalı; haftada bir kez ölçüm alınarak bu rapor müellifine okumalar değeriendirilmesi için iletilmelidir.

Proje sahada uygulanabilir durumdadır. İmalata sırasında ilgili TS Standartlarına tam olarak uyulmalı, baret forajı sırasında bu projede kabul edilen zemin koşullarından farklı bir durumla karşılaşılsa zaman geçirmeden rapor müellifi bilgilendirilmelidir. Temel alanı içinde eski yapıya ait temel kalıntılarına rastlandığı takdirde bu tür unsurlar tekniğine uygun bir şekilde parselden çıkarılmalıdır.



Prof. Dr. Gürkan Özden
Dokuz Eylül Üniversitesi
İnşaat Mühendisliği Bölümü
Geoteknik Anabilim Dalı

EK-I
İDEALİZE ZEMİN MODELİNDE KULLANILAN KORELATİF İLİŞKİLER



SPT-N direncine göre granüler zeminlerde sıkışma parametresinin (C') belirlenmesi

Kil zeminlerde sıkışma parametreleri için korelatif ilişkiler

Compression index, C_c	Comments	Source/Reference
$C_c = 0.009(w_L - 10) (\pm 30\% \text{ error})$	Clays of moderate S_r	Terzaghi and Peck (1967)
$C_c = 0.37(e_o + 0.003w_L + 0.0004w_N - 0.34)$	678 data points	Azzouz et al. (1976)
$C_c = 0.141G_s \left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{dry}} \right)^{2.4}$	All clays	Rendon-Herrero (1983)
$C_c = 0.0093w_N$	109 data points	Koppula (1981)
$C_c = -0.0997 + 0.009w_L + 0.0014I_p + 0.0036w_N + 0.1165e_o + 0.0025C_p$	109 data points	Koppula (1981)
$C_c = 0.329[w_N G_s - 0.027w_p + 0.0133I_p(1.192 + C_p/I_p)]$	All inorganic clays	Carrier (1985)
$C_c = 0.046 + 0.0104I_p$	Best for $I_p < 50\%$	Nakase et al. (1988)
$C_c = 0.00234w_L G_s$	All inorganic clays	Nagaraj and Srinivasa Murthy (1985, 1986)
$C_c = 1.15(e_o - 0.35)$	All clays	Nishida (1956)
$C_c = 0.009w_N + 0.005w_L$	All clays	Koppula (1986)
$C_c = -0.156 + 0.411e_o + 0.00058w_L$	72 data points	Al-Khafaji and Andersland (1992)
Recompression index, C_r		
$C_r = 0.000463w_L G_s$		Nagaraj and Srinivasa Murthy (1985)
$C_r = 0.00194(I_p - 4.6)$ $= 0.05 \text{ to } 0.1C_c$	Best for $I_p < 50\%$ In desperation	Nakase et al. (1988)
Secondary compression index, C_α		
$C_\alpha = 0.00168 + 0.00033I_p$ $= 0.0001w_N$		Nakase et al. (1988) NAFAC DM7.1 p. 7.1-237
$C_\alpha = 0.032C_c$ $= 0.06 \text{ to } 0.07C_c$ $= 0.015 \text{ to } 0.03C_c$	$0.025 < C_\alpha < 0.1$ Peats and organic soil Sandy clays	Mesri and Godlewski (1977) Mesri (1986) Mesri et al. (1990)
Notes: 1. Use w_L , w_p , w_N , I_p as percent, not decimal. 2. One may compute the in situ void ratio as $e_o = w_N G_s$ if $S \rightarrow 100$ percent. 3. C_p = percent clay (usually material finer than 0.002 mm). 4. Equations that use e_o , w_N , and w_L are for both normally and overconsolidated soils.		

EK-II

YAPISAL ELEMANLARIN BETONARME TAŞIMA KAPASİTESİ

60 cm x 280 cm'lik Diyafram Duvar Panel Kazı Tarafı için Betonarme Taşıma Kapasitesi

XTRACT Analysis Report -

For use only in an academic or research setting.

Section Name: DIYAFRAM

8.2.2017

Loading Name: KazıKpst

DEFACTO

Analysis Type: Moment Curvature

Page __ of __

Section Details:

X Centroid: -3.779E-16 m

Y Centroid: -2.435E-3 m

Section Area: 1.680 m²

Loading Details:

Incrementing Loads: Mxx Only

Number of Points: 31

Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: Steel

Failure Strain: .1000 Tension

Curvature at Initial Load: 0 1/m

Curvature at First Yield: -4.525E-3 1/m

Ultimate Curvature: -2.252 1/m

Moment at First Yield: -1329 kN-m

Ultimate Moment: -1259 kN-m

Centroid Strain at Yield: .8007E-3 Ten

Centroid Strain at Ultimate: 48.97E-3 Ten

N.A. at First Yield: -1.769 m

N.A. at Ultimate: -2.174 m

Energy per Length: 290.2 kN

Effective Yield Curvature: 4.574E-3 1/m

Effective Yield Moment: 1343 kN-m

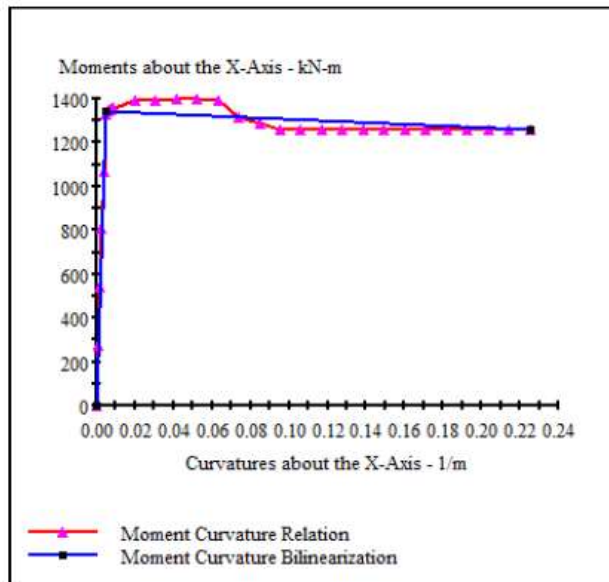
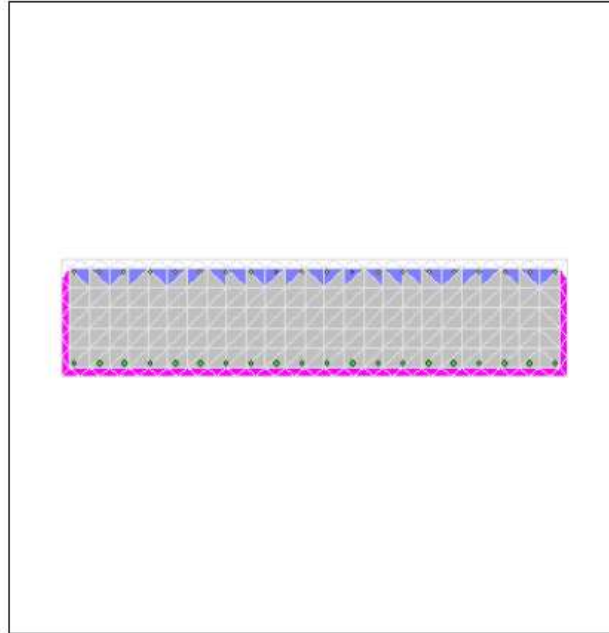
Over Strength Factor: -.9369

EI Effective: 2.94E+8 N-m²

Yield EI Effective: -384.4E+3 N-m²

Bilinear Harding Slope: -1309 %

Curvature Ductility: 49.25



60 cm x 280 cm'lik Diyafram Duvar Panel Zemin Tarafı için Betonarme Taşıma Kapasitesi

XTRACT Analysis Report -

For use only in an academic or research setting.

8.2.2017

Section Name: DIYAFRAM

Loading Name: ToprakKpst

Analysis Type: Moment Curvature

DEFACTO

Page __ of __

Section Details:

X Centroid: -3.779E-16 m

Y Centroid: -2.435E-3 m

Section Area: 1.680 m²

Loading Details:

Incrementing Loads: Mxx Only

Number of Points: 30

Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: Steel1

Failure Strain: .1000 Tension

Curvature at Initial Load: 0 1/m

Curvature at First Yield: 4.171E-3 1/m

Ultimate Curvature: .2192 1/m

Moment at First Yield: 727.2 kN-m

Ultimate Moment: 676.2 kN-m

Centroid Strain at Yield: .8482E-3 Ten

Centroid Strain at Ultimate: 48.61E-3 Ten

N.A. at First Yield: .2034 m

N.A. at Ultimate: .2218 m

Energy per Length: 157.3 kN

Effective Yield Curvature: 4.433E-3 1/m

Effective Yield Moment: 772.8 kN-m

Over Strength Factor: .8749

EI Effective: 1.74E+8 N-m²

Yield EI Effective: -450.2E+3 N-m²

Bilinear Harding Slope: -.2582 %

Curvature Ductility: 49.45

