



Получена: 31.05.2019 г.

Приета: 01.07.2019 г.

ПИЛОТНО ФУНДИРАНЕ НА СГРАДАТА ПАЙА ЛЕБАР СКУЕЪР – СИНГАПУР

Н. Кротев¹

Ключови думи: фундаране, изливни пилоти, анализ, укрепване на изкоп

РЕЗЮМЕ

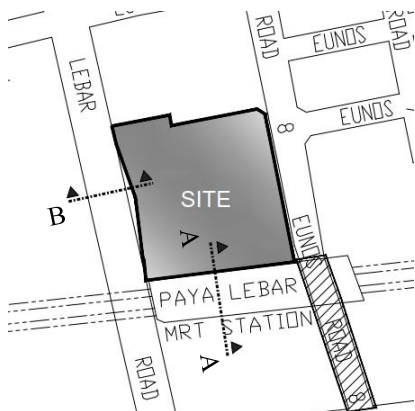
Пайа Лебар Скуеър е 14-етажна многофункционална сграда в град Сингапур. Направен е задълбочен анализ на геотехническите условия за определяне на взаимодействието на конструкцията със земната основа. Подробно са анализирани резултатите за носимоспособност на единични пилоти от аналитични и числени решения, адаптирани към националните приложения по Еврокод 7 на България и Сингапур. Информацията от геоложките проучвания и от направените пробни изпитвания дават възможност за разработване на сложни числени модели.

В непосредствена близост до сградата преминават два лъча на метро (подземен тунел от изток и надземен виадукт от юг), което се явява решаващ фактор при проектиране на укрепването на строителния изкоп.

1. Въведение

Разгледано е решение за фундаментната конструкция на сградата Пайа Лебар, намираща се в югозападната част на град Сингапур. Стоманобетонната, 14-етажна конструкция, с площ в план 8400 m^2 и многофункционално предназначение, е с един сутеренен етаж и подземна комуникация с близката метростанция.

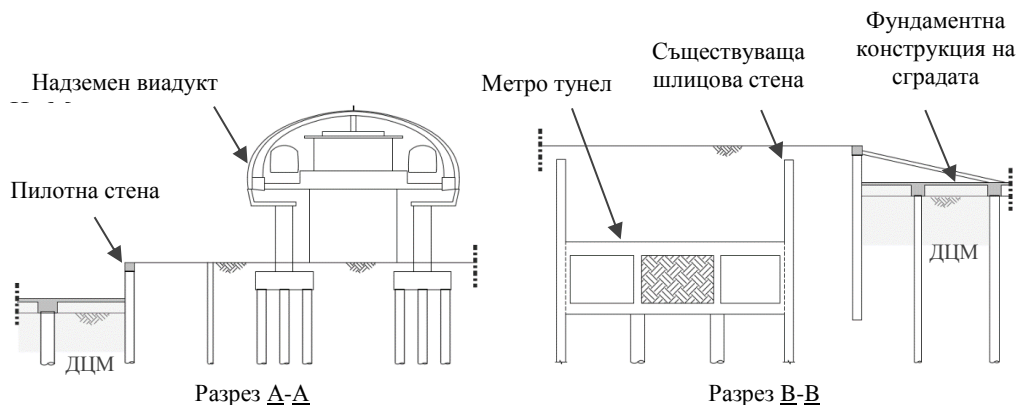
¹ Никола Кротев, инж., „ФЕРА Консултантс“ ЕООД, ул. „Всеволод Гаршин“ № 8, 1619 София, e-mail: nikolakrotev@yahoo.com



Фиг. 1. Ситуация на строителната площадка



Фиг. 2. Изометричен изглед на сградата



Фиг. 3. Разрез А-А през южната и разрез В-В през западната граница на строителния изкоп

Породеното голямо натоварване върху основата, неблагоприятните геотехнически условия и близостта на съществуващи сгради и особено чувствителни на премествания съоръжения (вж. фиг. 3) са лимитиращи фактори и определят необходимостта от пилотно фундиране.

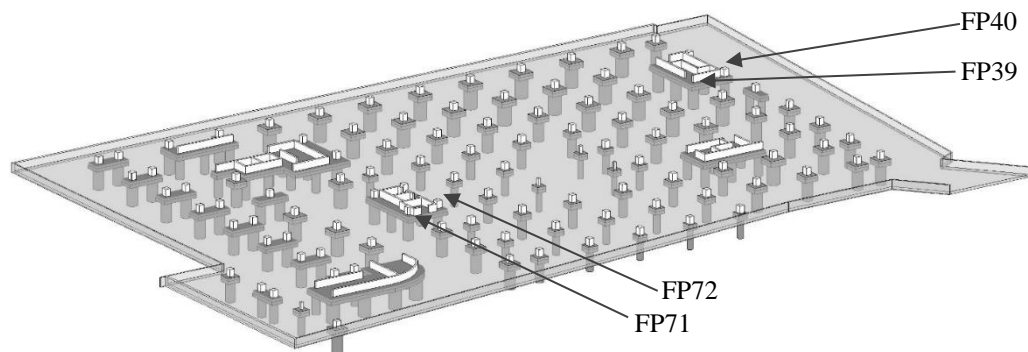
2. Особенности на геоложките условия

Сингапур е островен град-държава, което е определящо за очакваните в дълбочина земни пластове и образувания. Основно в югоизточен Сингапур се наблюдават три формации: букит тимах гранит (250–235 мил. г.); стари алувиални залежи (5–0,5 мил. г.) и калангови залежи (0,14 мил. г. до днес).

В разглеждания терен се наблюдават основно стари алувиални залежи. В плитка дълбочина се срещат силно изветрели морски наслаги с висок органичен примес, пясъчливи глини и глинести пясъци с клас на изветряне ОА(Е) до ОА(А). Твърдата основа варира в дълбочина между 30–35 m под нивото на терена.

3. Фундаментна конструкция на сградата

Фундаментната конструкция е изградена от 220 броя сондажно-изливни стомано-бетонени пилоти с диаметри: $\phi 800$, $\phi 1000$, $\phi 1200$, $\phi 1300$, $\phi 1500$, $\phi 1800$ mm. Дължината им варира от 36 до 43 m. Обща фундаментна плоча с преобладаваща дебелина 300 mm поема натоварването от сутеренния етаж. Пилотите в план са разположени под носещите елементи на връхната конструкция – колони и стени, като в зоната на пилотите фундаментната плоча е с дебелина 1200 mm, формираща т.нар. пилотни шапки.



Фиг. 4. Схема на пилотната конструкция на сградата

Изборът на диаметър за пилот е продиктуван от условието материалът на напречното сечение да бъде използван целесъобразно, т.е. напречното сечение на пилота да бъде натоварено със сила, близка до конструктивния му капацитет. От друга страна дължината на пилотното тяло трябва да изравнява геотехническият капацитет с конструктивния капацитет.

С оглед на избраната статическа схема на работа на пилотите и тяхното натоварване е прието да бъдат армирани само първите 12 m. С помощта на изчислителни модели е доказано бързото затихване на разрезните усилия в дълбочина, при което напречното сечение на пилота поема възникналите напрежения само чрез работата на бетона.

3.1. Носимоспособност на пилоти FP71, FP72, FP39 и FP40

Подробно са разгледани четири пилота – FP71, FP72, FP39 и FP40. Извършено е задълбочено проучване при определяне на геотехническият капацитет и сравнителен анализ на получените резултати. Използвани са класически аналитични методи, препоръчвани в действащите проектантски норми на България и Сингапур SS/БДС EN 1997-1:

- Метод на Meyerhof (1976).
- Метод на DIN 1054:2005.
- Табличен метод по НППилФ/93 г.

Освен аналитичните методи, са направени числени анализи със софтуера PLAXIS 2D със следните конститутивни модели за земната основа:

- Plaxis 2D – Mohr-Coulomb.
- Plaxis 2D – Hardening Soil Model (HSM).

3.1.1. Конструктивен капацитет

За неармирани и слабо армирани елементи в [1] е регламентирана носимоспособността им чрез якостта на бетона:

$$R_k = A_{pile} \cdot f_{c,k,red}, \quad (1)$$

където R_k е конструктивният капацитет на пилота;

A_{pile} – площта на напречното сечение на пилота;

$f_{c,k,red} = 0,3 \cdot f_{c,k}$ – лимитирана якост на натиск на бетона.

За клас C30/37 уравнение (1) придобива вида: $R_k = A_{pile} \cdot 0,3 \cdot 30 = 9 \cdot A_{pile}$.

3.1.2. Геотехнически капацитет

Геотехническата носимоспособност на пилот за осов натисков товар зависи от неговото взаимодействие с околния почвен масив и се определя от околното триене R_s по дължина на пилота и почвено съпротивление R_b при петата на пилота. Характеристичните стойности на тези компоненти се получават с израза:

$$R_{s,k} = p \cdot \Sigma(\Delta L \cdot q_{s,k}), \quad (2)$$

$$R_{b,k} = A_{pile} \cdot q_{b,k}, \quad (3)$$

където p е периметър на напречното сечение на пилота;

ΔL – единица сегмент от тялото на пилота;

$q_{s,k}$ – специфично съпротивление на околното триене [kPa];

$q_{b,k}$ – специфично съпротивление при петата на пилота [kPa].

Еврокод 7 разглежда три метода за комбиниране на основните параметри. На територията на Сингапур в националното приложение към SS EN 1997-1 [4] е приет *Първи Комбинативен Метод* (DA1). За получаване на изчислителна носимоспособност се разглеждат две равенства със съответните коефициенти:

$$A1 + M1 + R1, \quad (4)$$

$$A2 + M1 + R4, \quad (5)$$

където "A" разглежда частните коефициенти за товарни въздействия или ефектите от тях (γ_G и γ_Q);

"M" – разглежда частните коефициенти за физико-механични параметри на материал – бетон, почва и др. (γ_C , γ_C и γ_γ);

"R" – разглежда частните коефициенти за съпротивителни сили (γ_R за носеща способност на почвата).

Подробни стойности на коефициентите, както и случаите, в които те се прилагат, са дадени в клауза A3.1, A.3.2 и A.3.3 на [3, 4].

От равенства (4) и (5) уравнението за изчислителна носимоспособност на пилот добива вида:

$$R_{c,d} = \frac{(R_{s,k} / \gamma_s + R_{b,k} / \gamma_b)}{\xi_i \cdot \gamma_{mod} \cdot \gamma_t}, \quad (6)$$

където ξ_i е коефициент за корелация;

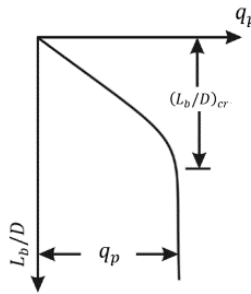
γ_{mod} – моделен фактор;

γ_t – общ коефициент, който е $\neq 1,0$ само когато $\gamma_s = \gamma_b = 1,0$.

➤ Метод на Meyerhof (1976)

Характерно за метода е, че използва данните от in-situ тестовете, правени по време на геоложките проучвания $N_{SPT(30)}$. Точността на този метод за определяне на почвените характеристики на различните пластове в дълбочина зависи пряко от задълбочеността на геоложките проучвания на терена.

Въз основа на редица полеви изпитвания Meyerhof дава емпирична взаимовръзка между $q_{b,k}$ и N_{SPT} .



Фиг. 5. Нарастване на носимоспособността на петата

$$q_b = 40 \cdot N_{SPT} \cdot L_b / D \approx 55 \cdot N_{SPT}, \quad (7)$$

$$q_s = k' \cdot N_{SPT}, \quad (8)$$

където L_b / D е отношението на дължината на пилота към диаметъра;

k' – корелационен параметър, препоръчан в действащите нормативни документи на [4] и [8], приет = 2,5.

За пилот FP71 ($\varnothing 1500$) е получена следната носимоспособност:

$$\Sigma R_{s,k} = p \cdot \Sigma (\Delta L \cdot q_{s,k}) = 4,71 m \cdot \Sigma (\Delta L \cdot q_{s,k}) = 19523 \text{ kN.}$$

$$R_{b,k} = A_{pile} \cdot q_{b,k} = A_{pile} \cdot (55 \cdot N_{SPT}) = 1,77 \cdot (55 \cdot 100) = 9735 \text{ kN.}$$

$$R_{c,d} = \frac{(R_{s,k} / \gamma_s + R_{b,k} / \gamma_b)}{\xi_4 \cdot \gamma_{mod}} = \frac{(19523 / 1.4 + 9735 / 1.7)}{1.15 \cdot 1.2} = 14255 \text{ kN.}$$

➤ **Метод на DIN 1054:2005**

Методът се прилага за сондажно-изливни пилоти във вариант на изискванията на Еврокод 7. Носещата способност се формира по уравнение (6), но в този случай тя е функция на вертикалното преместване $R_{c,k} = f(s)$.

Определянето на $q_{b,k}$ и $q_{s,k}$ за несвързани почви се получава от директни СРТ изпитвания или с корелация с N_{30} от SPT изпитвания (подробно описание на процедурата е дадено в [9]). За свързани почви те се определят от недренираната якост на срязване $c_{u,k}$.

След изчисляване на $R_{c,k}(s)$ се определя това преместване s_{sg} , при което се получава максимална стойност на страничното съпротивление. Важно е да се отбележи, че при пилоти с голям размер е необходимо s_{sg} да се ограничи до допустимите експлоатационни слягания на фундамента $\approx 25 \text{ mm}$.

$$s_{sg} = 0,5 \cdot R_{c,k}(s) [\text{MN}] + 0,5 [\text{cm}]. \quad (9)$$

➤ **Метод на НППилФ/93**

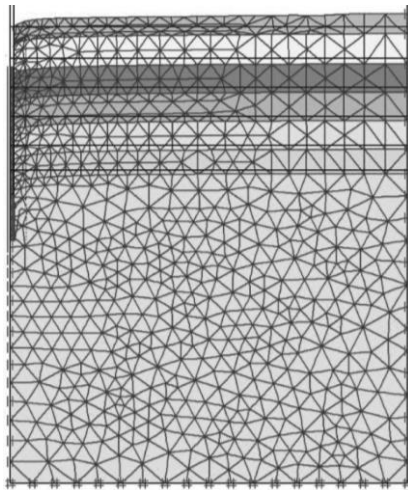
Върховото и страничното съпротивление се определят на база на емпирични данни, показани в [9]. Околното триене се изчислява на база дълбочина от нивото на терена и показателя на консистенция I_c за свързани почви или зърнометричния състав за несвързани почви.

Направено е изчисление за пилоти FP71 и FP72. Резултатите от направените изчисления за пилотите са представени в табл. 1.

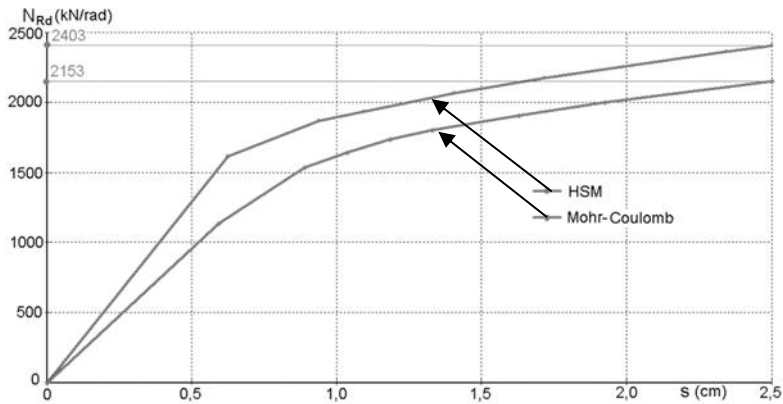
➤ **Числен анализ с Plaxis 2D**

Като допълнение на разгледаните аналитични методи е извършено числено решение по МКЕ за носимоспособност на пилот FP71. Решението е проведено при следните предпоставки:

- Разгледана е ососиметрична задача. Резултатите се получават за ъгъл 1 rad от тялото на пилота.
- Използват се 15-възлови триъгълни крайни елементи.
- За пластове от земната основа са използвани два конститутивни модела – еласто-пластичен на Mohr-Coulomb и HSM.
- Взаимодействието между пилота и почвата се моделира с интерфейсен елемент, който отчита редуцираното триене между двете среди. Приет е коефициент $R_{int} = 0,67$.
- Носимоспособността на пилота се определя за максимално вертикално преместване, като е приложена процедура за Prescribe Displacement за намиране на сила, предизвикваща дадено преместване.



Фиг. 6. Деформирана схема



Фиг. 7. Зависимост „Сила за 1 rad /Вертикално преместване“ за пилот FP71

- По модел на Mohr-Coulomb: $R_{c,d} = 2\pi \cdot R_{c,d}^{1rad} = 2\pi \cdot 2153 = 13521 \text{ kN}$.
- По модел на HSM: $R_{c,d} = 2\pi \cdot R_{c,d}^{1rad} = 2\pi \cdot 2403 = 15091 \text{ kN}$.

➤ Пробно натоварване

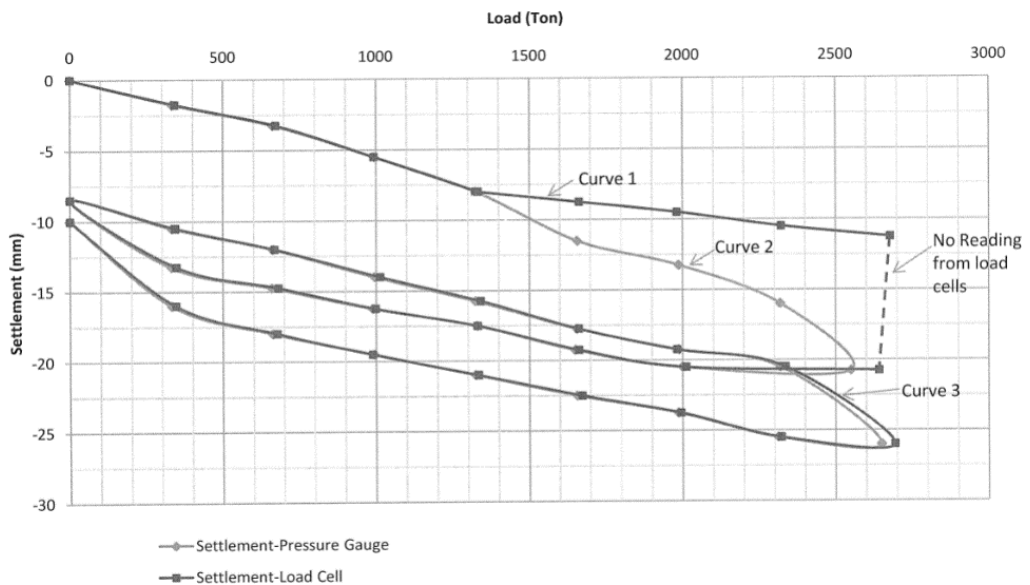
Проведени са пробни изпитвания на пилоти по методите Kentledge, Bi-directional и Statnamic load test. За проверка на почвените параметри най-подходящо за анализ е изпитването с двупосочно натоварване.

Извършено е изпитване с натоварване до 3 пъти работния товар на пилота. Натоварването се извършва с два хидравлични крика, заложен на дълбочина ($\approx 31,0 \text{ m}$ под нивото на терена) в тялото на пилота. Опитната постановка позволява да се активизира цялата носеща способност на почвените пластове по цялата дължина на пилота.

Получената носимоспособност при петата на пилота е $578,7 \text{ t/m}^2$, което е близко до приетата при изчисления характеристична стойност $q_{b,k} = 5500 \text{ kPa}$.

С помощта на пиезометрични датчици е записана деформацията, а от там и съпротивлението от триенето с почвения масив. Приетите стойности за $q_{s,k}$ са по-ниски от получените при пробното натоварване.

При извършването на статично натоварване с Kentledge постановка е изпитан пилот $\varnothing 1500$. Полученото слягане от 26 mm при товар, равен на 200% от работния, превишава лимита с 1 mm , но поради приноса на пластичните деформации при предходния цикъл (вж. фиг. 8) на натоварване, опитът е приет за успешен.



Фиг. 8. Работна диаграма на тестов пилот с диаметър $\varnothing 1500$

От диаграмата на фиг. 8 е отчетена носимоспособност $2700 \text{ t} = 26902 \text{ kN}$. Чрез

$$R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_t = 26902 / 1.7 = 15825 \text{ kN}, \quad (10)$$

където γ_t е коефициент за обща редукция на носимоспособността на петата на пилота и околното триене, препоръчан в Националното приложение [3] и [4], клауза А.3.3.2, табл. А.НА.7.

3.2. Анализ на резултатите

Резултатите от направените изчисления за носимоспособност на пилоти са представени в табл. 1.

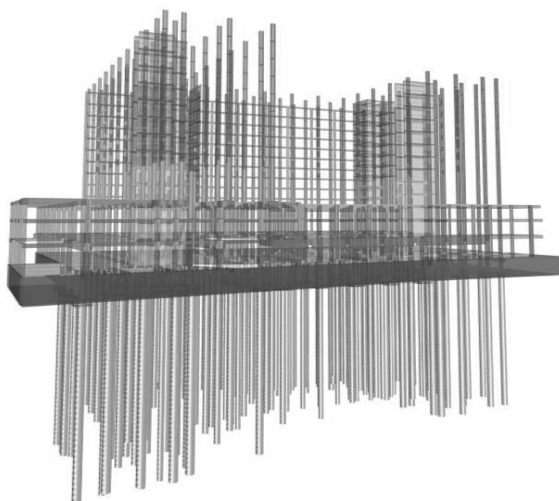
Таблица 1. Изчислителна носимоспособност на пилоти $R_{c,d}$ в [kN]

Метод	Пилот – D [mm]			
	FP71 – ø1500	FP72 – ø1200	FP39 – ø1500	FP40 – ø1300
Констр. капацитет	15930	10170	15930	11970
Meyerhof (1976)	14225	9960	14363	12636
DIN-1054:2005	13899	10509	12932	11245
НППилФ/93г.	14912	9988	-	-
PLAXIS Mohr-Coulomb	13521	-	-	-
PLAXIS HSM	15091	-	-	-
Пробно натоварване	15825	-	-	-

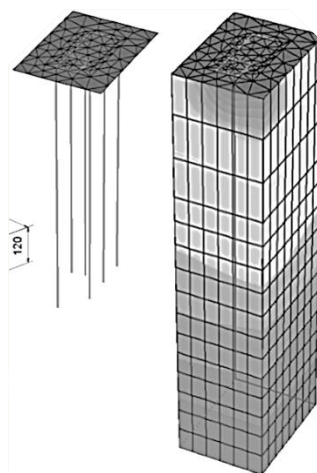
Изводи:

- конструктивният капацитет на пилота е най-висок, гарантирайки структурната якост на напречното сечение;
- геотехническата носимоспособност на пилот, определена чрез пробно натоварване, е най-висока;
- от аналитичните методи, този на DIN-1054:2005, който отчита граничните премествания на пилота, е най-консервативен;
- най-близки резултати до пробното натоварване и до конструктивния капацитет показва численото решение PLAXIS HSM;
- за пилот FP71 численото решение по Mohr-Coulomb дава най-консервативен резултат.

3.3. Числени модели на фундаментната конструкция



Фиг. 9. Изчислителен модел на конструкцията в ETABS



Фиг. 10. Изчислителен модел на пилотна група в PLAXIS 3D

Съставен е 3D модел по МКЕ в линейно-еластична постановка (фиг. 9). Моделът включва всички основни елементи на връхната конструкция, а така също и на фундаментната. Моделирана е обединяващата плоча заедно с удебеленията (шапките) на пилотните групи. Взаимодействието на конструкцията със земната основа е моделирано с еластични пружинни опори по теорията на Winkler.

Коравината на всяка пружина се изменя в дълбочина във функция на размера на пилота и физико-механичните характеристики на почвата. Коравината на пружинната опора $K_{i,h}$ се определя по формулата:

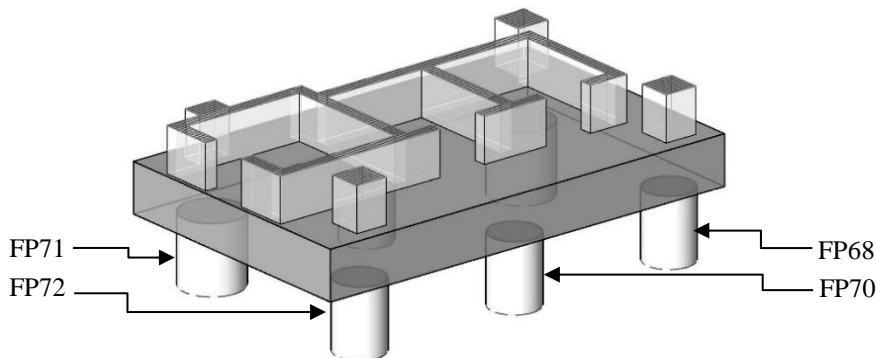
$$K_{i,h} = k \cdot z \cdot \Delta h_i \cdot d_{np}, \quad (11)$$

където z е дълбочината, мерена от нивото на терена;

Δh_i – единица сегмент от разглеждания пилот/почвен пласт;

d_{np} – приведена дебелина на пилота;

k – коефициент на пропорционалност, определен по табличен метод даден в [9].



Фиг. 11. Изометричен изглед на пилотна група

Поради наличието на слаб глинест пласт (Marine Clay – богат на органични примеси и непостоянен като поведение при променливо водно ниво), е приета предпоставка за работа на пилотите при отсъствие на съдействието на фундаментната плоча.

Моделирането на поддаваеми опори, отчитащи реалното поведение на конструкцията, помага за по-правилното определяне на разрезните усилия в конструктивните елементи. Възможността на конструкцията да преразпределя част от товара при слягане на фундамента води до по-малки екстремуми в решението и по-икономично проектиране.

4. Укрепване на строителния изкоп

Укрепването на изкопа на сградата Пайа Лебар е една ключова стъпка от изпълнението на проекта. Сградата граничи както със съществуващи сгради, така и с обществени транспортни съоръжения. Изискванията за деформативност на укрепителната конструкция на изкопа и съществуващите съоръжения са съобразени с действащите на територията на Сингапур норми, а именно: BCA (Building and Construction Authority) Advisory Note 1/09 и LTA (Land Transport Authority) E/GD/09/106/A1.

За минимално преместване на укрепителната пилотната стена от страната на съществуващи съоръжения е приет лимит от $1,0\% \cdot H = 55 \text{ mm}$. За граничещи укрепващи съоръжения с метротунел или виадукт, лимитът е приет за $0,7\% \cdot H = 38 \text{ mm}$. В допълнение, максималното допустимо преместване на траверса на железопътното съоръжение вследствие на строителната дейност е $\text{def}_{\text{max}} = 0,5 \text{ mm}$.

Извършено е обстойно инструментирание с автоматични лазерни теодолити, които да отчитат и следят непрестанно за сигурността на функциониращото метро.

- Неблагоприятни аспекти при изпълнение на строителния изкоп:

- наличие на слаби морски наслаги до дълбочина $5,0 \div 7,0 \text{ m}$ с много ниска носимоспособност;
- невъзможност за анкерирание на укрепващото съоръжение, поради близост на съществуващите подземни транспортни съоръжения;
- голям разход на материал за укрепване при конзолно забита пилотна стена.

- Решение:

- усилване на почвата в дълбочина до $7,0 \text{ m}$ по метода на ДЦМ (дълбоко циментово миксиране);
- поэтапно изпълнение на фундаментните работи и строителство до к. $\pm 0,00$ по т.нар. Островен метод.

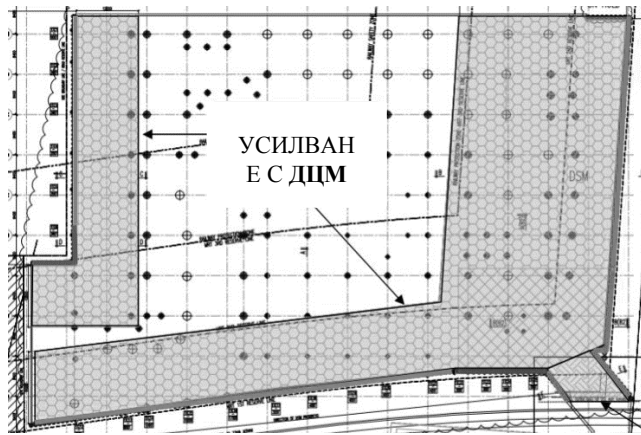
4.1. Усилване на почвата с ДЦМ

Общо 3800 бр. усилвания са направени на територията на строителната площадка (фиг. 12) за подобряване на носещата способност на най-повърхностния почвен слой Marine Clay. Сврдел с диаметър 1300 mm миксира почвата в дълбочина с циментово мляко. $180 \text{ kg} / \text{m}^3$ Portland Blast Furnace Cement [OPC] е предвиден за всеки кубик почва.

В табл. 2 са посочени механични параметри на почвения слой преди и след заздравяването.

Таблица 2. Механични параметри на почвата преди и след усилване чрез ДЦМ

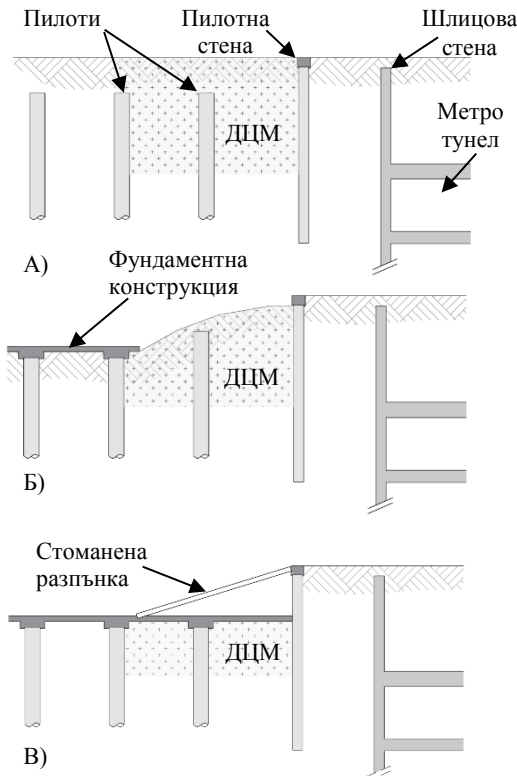
Носимоспособност	Морски наслаги (Marine Clay)	
	Преди усилването	ДЦМ
Недренирана якост на натиск [kPa]	N/A	800
Недренирана якост на срязване C_u [kPa]	≈ 15	400
Модул на еластичност E [MPa]	≈ 6	130



Фиг. 12. Зони на усилване с дълбоко циментово миксирание (ДЦМ)

4.2. Островен метод

След завършване на сондажа и бетоновите работи по изливните пилоти се преминава към откопаване в сърцевината на строителното петно. След завършването на фундаментните работи по централното петно се укрепява пилотната стена с временни стоманени разпънки, след което се откопáva и останалата периферна зона.



Етап I Вж. фиг. 13.А
 – Изпълнение на Пилотна стена
 – Заздравяване на почва с ДЦМ
 – Изпълнение на пилоти

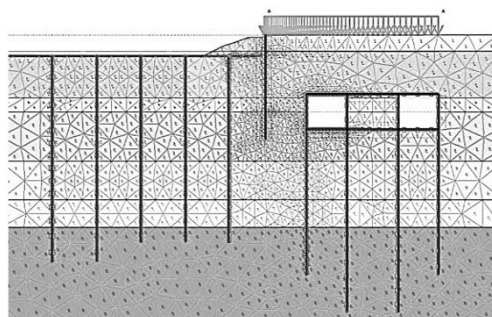
Етап II – Изкопаване на централната част на строителната площадка

Етап III Вж. фиг. 13.Б
 – Бетониране на фундаментна плоча

Етап IV – Монтаж на временна стоманена разпънка
 – Изкопаване на бермата

Етап V Вж. фиг. 13.В
 – Довършване на фундаментната конструкция
 – Премахване на стоманената разпънка

Фиг. 13. Етапи на изпълнение на нчлев цикъл на сгала Пайа Лебап



Фиг. 14. Изчислителен модел на етап от укрепването на изкопа в PLAXIS 2D



Фиг. 15. Етап от изпълнението на нулев цикъл на сграда Пайа Лебар

ЛИТЕРАТУРА

1. БДС EN 1992-1-1. 2007, Еврокод 7. Проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции, Част 1-1: Общи правила и правила за сгради.
2. БДС EN 1997-1. 2007, Еврокод 7. Геотехническо проектиране, Част 1: Основни правила.
3. NA БДС EN 1997-1:2005. 2012, Еврокод 7. Национален анекс на България към Еврокод 7.
4. NA SS EN 1997-1:2010. 2014, Singapore National Annex to Eurocode 7: Geotechnical Design, Part 1: General rules.
5. Frank, R., Bauduin, C., Driscoll, R., Kavvas, M., Krebs Ovesen, N., Orr, T., Schuppener, B. Designers' Guide to EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical design. Thomas Telford Publishing, 2004, ISBN: 0 7277 3154 8.
6. Tomlinson, M. J. Pile design and Construction practice. E & FN Spon, an imprint of Chapman & Hall, 1994, ISBN: 0 203 47457 0.
7. Waterman, D. Structural elements in Plaxis. CG1 Chile, 2006.
8. BS 8004:2015. Code of practice for foundations. ©The British Standard Institution, 2015, ISBN: 978 0 580 86679 1.
9. Илов, Г., Германов, Т., Желев, Ж., Киров, Б., Михова, Л., Върбанов, Р., Тоцев, А., Тодоров, М., Иванов, Ив. Ръководство по Геотехника. АБС Техника, 2012.

BORED PILES FOUNDATION OF BUILDING PAYA LEBAR SQUARE – SINGAPORE

N. Krotev¹

Keywords: foundation, bored piles, analysis, ERSS

ABSTRACT

Paya Lebar is a 14-storey commercial development building positioned in Singapore. In-depth comparison analysis is made to determine the interaction of the concrete superstructure with the very unfavorable geological situation. Results of various analytical and computing methods are used to analyze bored piles compressive capacity. All calculations are adapted according to the National Annexes to Eurocode 7 of both Bulgaria and Singapore. Profound SI-report and on-site Load Tests results allow the use of more precise geotechnical methods.

Two active Metro lines (underground tunnel from east and on-ground viaduct from south) are very close to the site, which is mandatory for designing the Earth Retaining Stabilizing Structure (ERSS).

¹ Nikola Krotev, Eng., “FERA Consultants” Pte. Ltd., 8 Vsevolod Garshin St., fl 2, Sofia 1619, e-mail: nikolakrotev@yahoo.com