



ОБЯСНИТЕЛНА | ЗАПИСКА



ОБЕКТ:

МНОГОФУНКЦИОНАЛНА СГРАДА

УПИ II-53, кв. 56, м. "Лагера", гр. София

ПОДОБЕКТ:

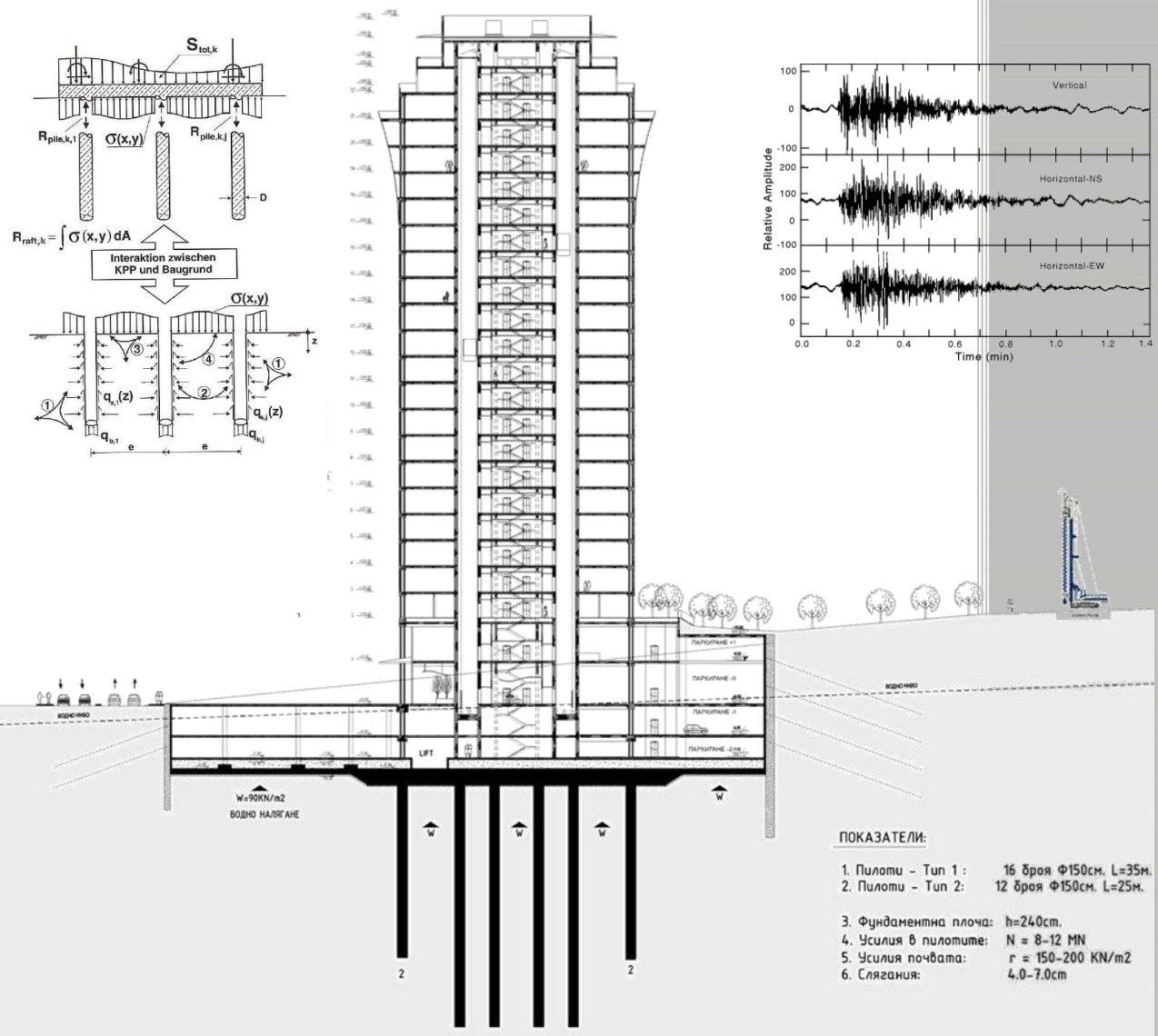
БЛОКОВЕ – А, В, С, D

ВЪЗЛОЖИТЕЛ:

"ЮНИВЕРСЪЛ ЛАГЕРА ДЕВЕЛОПМЪНТ" ЕООД

I. ОБЩИ ДАННИ

Обектът се намира в посочения по-горе парцел и се състои от 4 високи блока - А, В, С, D. Блоковете са **26** етажни с **24** надземни и **2** сутеренни нива. Носещата връхна конструкция е проектирана като монолитна стоманобетонна скелетно-гредова. Използваните материали са бетон клас **B40** тип **SCC** за фундамента плоча, бетон клас **B55** за връхна конструкция и стомана клас **S500**.



ПОКАЗАТЕЛИ:

1. Пилоти - Тип 1 : 16 броя $\Phi 150 \text{ см}$, $L=35 \text{ м}$.
2. Пилоти - Тип 2 : 12 броя $\Phi 150 \text{ см}$, $L=25 \text{ м}$.
3. Фундаментна плоча: $h=240 \text{ см}$.
4. Усилия в пилотите: $N = 8-12 \text{ MN}$
5. Усилия почвата: $r = 150-200 \text{ KN/m}^2$
6. Сляганя: $4,0-7,0 \text{ см}$



II. НОСЕЩА КОНСТРУКЦИЯ

При конструктивния анализ всички елементи се проектират и оразмеряват по първа гр.гр.с-я (якост) и втора гр. гр. с-я (деформации и пукнатини) за следните видове усилия:

- **Вертикални натоварвания** от собствено тегло на конструкцията, архитектурни подове, стени, технологични товари от съоръжения, натоварвания от хора и превозни средства.
- **Хоризонтални натоварвания** от сеизмични въздействия или ураганен вятър.
- **Температурни въздействия** в следствие на промяна на експлоатационната температура.

Носещата конструкции на блоковете е проектирана като монолитна стоманобетонна със скелетно-редова ядрова схема. Колоните са композитни кръгли с размери Ф80 и Ф70см. Плочите стъпват и предават вертикалните товари върху стоманобетонни колони и стени - ядро. Хоризонталните сеизмични и ветрови натоварвания се поемат със стоманобетонни стени - ядро. Фундирането на сградата е с обща фундаментна плоча тип **KPP** (Kombinierte Pfahl-Plattengründung) с дебелина 2.40м и изливни пилоти с диаметър Ф1.50м. с дължини 25м. под колоните и 35м.под централното ядро.

При конструктивния анализ и оразмеряване на носещата конструкция са използвани следните специализирани програмни продукти:

- **TOWER 6** - за статитико-динамичен анализ на връхната конструкция
- **GaLa Reinforcement** - за оразмеряване на стоманобетонните елементи и проверки в стадий II за деформации и отваряне на пукнатини
- **ALLPILE, DRIVEN** и **GGU-AXPILE** - за определяне на носимоспособността на пилотите като самостоятелни елементи
- **PLAXIS 2D** и **PLAXIS 3D** - за нелинеен пластичен анализ на всички елементи от фундирането на сградата – фундаментна плоча и пилоти поотделно и в комбинация.
- **PILE-Pro FIDES DVP** – за съпоставка с PLAXIS 3D

III. НАТОВАРВАНЕ:

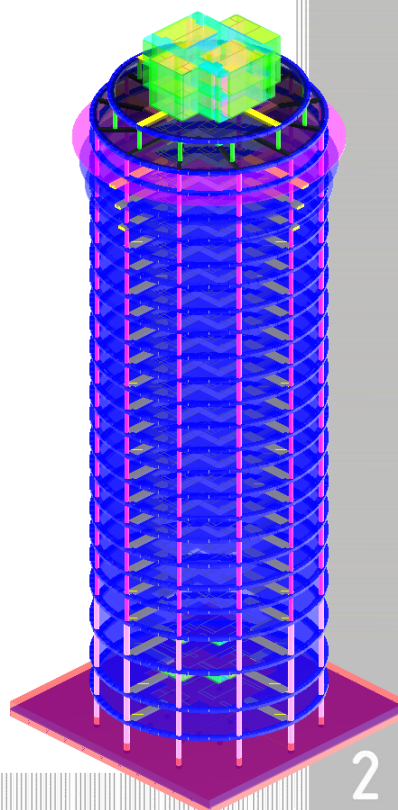
При проектирането са приети следните нормативни полезни (временни) товари:

• Паркинги	4.0	kN/m ²
• Рампи за паркинги	15.0	kN/m ²
• Жилищна зона	3.0	kN/m ²
• Офис зона	3.0	kN/m ²
• Магазили	5.0	kN/m ²
• Технически помещения	15.0	kN/m ²

IV. БЕТОНОВО ПОКРИТИЕ:

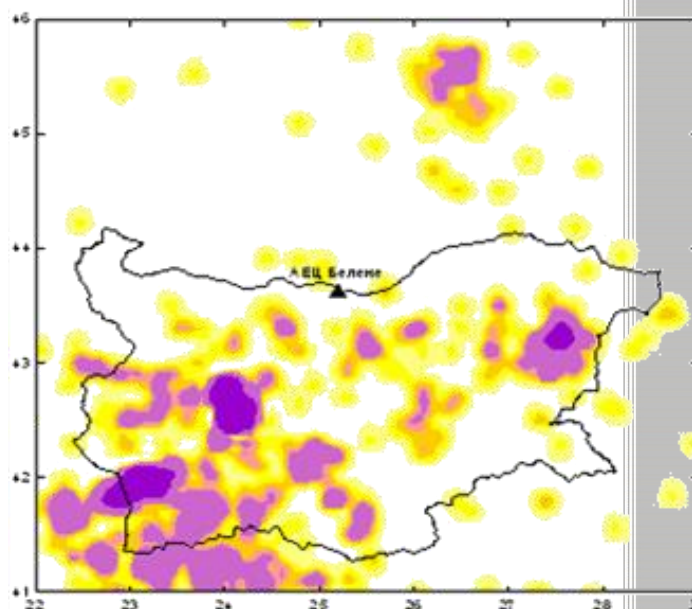
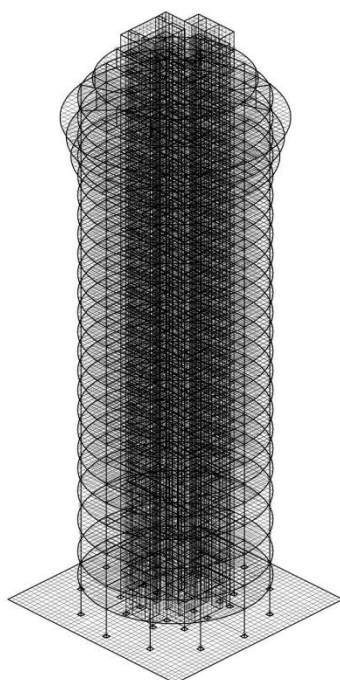
Бетоновото покритие на армировката е:

- 2см. – за етажни плочи
- 2.5см. - за греди, колони и стени
- 5см. - за фундаменти
- 10см. - за изливни пилоти Ф1.50м.





V. СЕИЗМИЧНО ИЗСЛЕДВАНЕ



1. Параметри за сеизмично изследване съгласно НПССЗР от 2007г.:

- Сеизмичен коефициент: $K_s = 0.27$ - IX сеизмична зона - София
- Динамичен коефициент: Почва категория – Група Д
- Коефициент на значимост: $C = 1.5$ - Категория IV
- Коефициент на реагиране: $R = 0.25$
- Максимален дрефт: 0.0025 (1/400)

2. Влиянието на сеизмичното въздействие в елементите на конструкцията се отчита чрез:

- Модален анализ - **Modal Analyze с Eigenvectors** методика за определяне на собствените честоти и форми на трептене на конструкцията. Броят на изследваните форми се определя от условието за активиране на 95% от модалната маса – условно по U_x , U_y и R_z .
- Спектрален анализ - **Response Spectrum Analyze** – за определяне на сеизмичните сили. Пространственото сеизмично въздействие е моделирано с две независими (перпендикулярни) хоризонтални компоненти S_x и S_y , всяка действаща самостоятелно със 100% интензитет. Използвана е CQC комбинация на усилията в елементите получени при различните форми на трептене на конструкцията с коефициент на затихване $\delta=5\%$
- Оразмерителните усилия в елементите са получени като гранична обвивка от комбинациите:

$$S_x + 0.3 S_y \quad \text{и} \quad 0.3 S_x + S_y$$

Забележка: Не се използва SRSS комбинация по посоки S_x и S_y , тъй като тя води до завишаване усилията в ядрото!

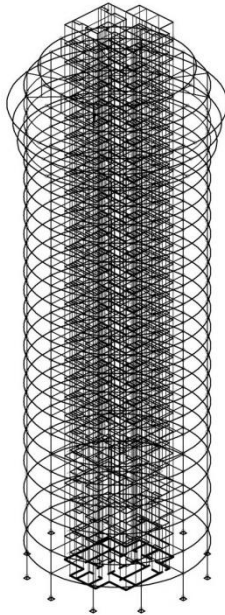


3. Моделиране на коравината на елементите на конструкциите

Проведени са две независими изследвания на конструкцията:

а. АНАЛИЗ-1 - съгласно изискванията на НПССЗР от 2007г. Изчисление с използване на линейна коравина на ненапукан стоманобетон **Ib** и удовлетворяване на изискванията за относително междуетажно преместване $\delta < 0.0025$ (1/400). Резултатите са представени таблично:

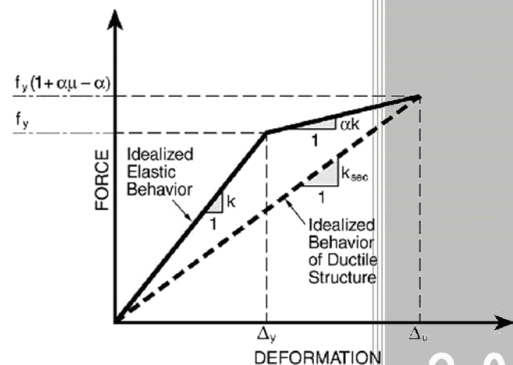
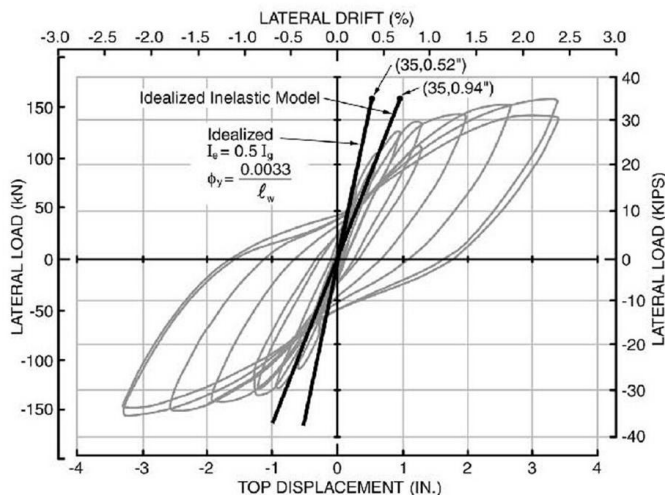
$$\theta = \frac{Q \cdot \Delta}{F \cdot R} < 0.10$$



Ниво	Z [m]	Нет [m]	Маса [t]	Тегло [kN]	Q [kN]	Sx [kN]	F [kN]	X [m]	Δ	1/ Δ	R	Θ
27	99.80	3.80	540	5 295		823		0.1290	0.0016	633		
26	96.00	3.80	744	7 301	5 295	1 085	823	0.1230	0.0016	633	0.25	0.04
25	92.20	3.80	1 260	12 359	12 596	1 753	1 908	0.1170	0.0013	760	0.25	0.03
24	88.40	3.80	1 547	15 177	24 955	2 049	3 661	0.1120	0.0016	633	0.25	0.04
23	84.60	3.80	2 009	19 711	40 131	2 526	5 710	0.1060	0.0016	633	0.25	0.04
22	80.80	3.80	1 837	18 018	59 842	2 184	8 236	0.1000	0.0016	633	0.25	0.05
21	77.00	3.80	1 750	17 163	77 860	1 961	10 420	0.0940	0.0013	760	0.25	0.04
20	73.20	3.80	1 579	15 494	95 023	1 661	12 380	0.0890	0.0016	633	0.25	0.05
19	69.40	3.80	1 620	15 888	110 517	1 592	14 042	0.0830	0.0016	633	0.25	0.05
18	65.60	3.80	1 579	15 494	126 405	1 444	15 634	0.0770	0.0016	633	0.25	0.05
17	61.80	3.80	1 620	15 888	141 899	1 371	17 078	0.0710	0.0013	760	0.25	0.04
16	58.00	3.80	1 579	15 494	157 786	1 230	18 449	0.0660	0.0016	633	0.25	0.05
15	54.20	3.80	1 579	15 494	173 280	1 124	19 679	0.0600	0.0016	633	0.25	0.06
14	50.40	3.80	1 579	15 494	188 774	1 021	20 803	0.0540	0.0013	760	0.25	0.05
13	46.60	3.80	1 579	15 494	204 268	919	21 823	0.0490	0.0013	760	0.25	0.05
12	42.80	3.80	1 579	15 494	219 761	820	22 742	0.0440	0.0013	760	0.25	0.05
11	39.00	3.80	1 620	15 888	235 255	742	23 562	0.0390	0.0013	760	0.25	0.05
10	35.20	3.80	1 579	15 494	251 143	632	24 304	0.0340	0.0013	760	0.25	0.05
9	31.40	3.80	1 579	15 494	266 637	544	24 936	0.0290	0.0011	950	0.25	0.05
8	27.60	3.80	1 620	15 888	282 131	472	25 480	0.0250	0.0013	760	0.25	0.06
7	23.80	3.80	1 579	15 494	298 018	382	25 951	0.0200	0.0011	950	0.25	0.05
6	20.00	3.80	1 579	15 494	313 512	309	26 333	0.0160	0.0008	1 267	0.25	0.04
5	16.20	4.40	1 674	16 422	329 006	260	26 642	0.0130	0.0009	1 100	0.25	0.04
4	11.80	5.60	1 844	18 091	345 428	202	26 902	0.0090	0.0007	1 400	0.25	0.04
3	6.20	6.20	2 031	19 925	363 519	133	27 104	0.0050	0.0005	2 067	0.25	0.03
2	0.00	4.60	1 942	19 050	383 444	49	27 237	0.0020	0.0002	4 600	0.25	0.01
1	-4.60	4.80	1 668	16 363	402 493	14	27 286	0.0010	0.0002	4 800	0.25	0.01
0	-9.40		424	4 156	418 856	0	27 301	0.0000	0.0000			
Общо:			43 121	423 012		27 301						

- Z - височина на съответното етажно ниво, мерена от горен ръб фундамент
- Нет - етажна височина
- Q - общо тегло над разглежданото ниво
- Sx - сеизмична сила
- F - срязваща сила с разглежданото ниво
- x - еластично преместване от изчислителна сеизмична сила
- Δ, 1/Δ - относително междуетажно преместване
- Θ - коефициент за отчитане на Р-делта ефекта

б. АНАЛИЗ-2 - съгласно изискванията на ENV 1998-1-1 от 2003г. чл. 4.3.1 (6) и 4.3.1 (7). Изчисление с използване на линейна коравина на напукан стоманобетон **Ie**.



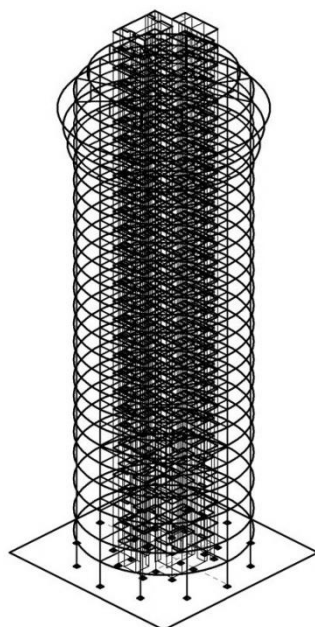


ENV 1998-1-1 чл. 4.3.1(6) и 4.3.1(7) изисква използването на характеристики на стоманобетонните елементи с отчитане на пукнатините приемайки методика за използване на нелинейни спектри на реагиране и коефициенти на поведение q за редуциране на сеизмичните сили в конструкциите.

Следните коефициенти за редуциране на коравините на елементите са получени на база итерационен анализ с Tower 6 и GaLa Reinforcement.

- Етажни плочи: начален: $le = 0.50 lg$ определен: $le = 0.30 lg$
- Греди: начален: $le = 0.50 lg$ определен: $le = 0.50 lg$
- Стени, Ядро: начален: $le = 0.50 lg$ определен: $le = 0.65 lg$
- Фундаментна плоча: начален: $le = 0.50 lg$ определен: $le = 0.30 lg$

$$\theta = \frac{Q \cdot \Delta}{F \cdot R} < 0.10$$



Ниво	Z [m]	Нет [m]	Маса [t]	Тегло [kN]	Q [kN]	Sx [kN]	F [kN]	X [m]	Δ	1/ Δ	R	Θ
27	99.80	3.80	540	5 295		810		0.2420	0.0026	380		
26	96.00	3.80	744	7 301	5 295	1 071	810	0.2320	0.0026	380	0.25	0.07
25	92.20	3.80	1 260	12 359	12 596	1 736	1 881	0.2220	0.0026	380	0.25	0.07
24	88.40	3.80	1 547	15 177	24 955	2 038	3 617	0.2120	0.0026	380	0.25	0.07
23	84.60	3.80	2 014	19 755	40 131	2 529	5 655	0.2020	0.0026	380	0.25	0.07
22	80.80	3.80	1 845	18 098	59 887	2 203	8 184	0.1920	0.0026	380	0.25	0.08
21	77.00	3.80	1 750	17 163	77 984	1 980	10 386	0.1820	0.0026	380	0.25	0.08
20	73.20	3.80	1 579	15 494	95 148	1 689	12 367	0.1720	0.0026	380	0.25	0.08
19	69.40	3.80	1 620	15 888	110 641	1 631	14 056	0.1620	0.0026	380	0.25	0.08
18	65.60	3.80	1 579	15 494	126 529	1 493	15 687	0.1520	0.0026	380	0.25	0.08
17	61.80	3.80	1 620	15 888	142 023	1 430	17 180	0.1420	0.0026	380	0.25	0.09
16	58.00	3.80	1 579	15 494	157 911	1 297	18 610	0.1320	0.0032	317	0.25	0.11
15	54.20	3.80	1 579	15 494	173 404	1 200	19 907	0.1200	0.0021	475	0.25	0.07
14	50.40	3.80	1 579	15 494	188 898	1 105	21 108	0.1100	0.0024	422	0.25	0.08
13	46.60	3.80	1 579	15 494	204 392	1 010	22 212	0.1030	0.0026	380	0.25	0.10
12	42.80	3.80	1 579	15 494	219 886	917	23 222	0.0930	0.0024	422	0.25	0.09
11	39.00	3.80	1 620	15 888	235 380	848	24 140	0.0840	0.0024	422	0.25	0.09
10	35.20	3.80	1 579	15 494	251 267	738	24 987	0.0750	0.0024	422	0.25	0.10
9	31.40	3.80	1 579	15 494	266 761	652	25 725	0.0660	0.0021	475	0.25	0.09
8	27.60	3.80	1 620	15 888	282 255	584	26 378	0.0580	0.0021	475	0.25	0.09
7	23.80	3.80	1 579	15 494	298 143	490	26 961	0.0500	0.0021	475	0.25	0.09
6	20.00	3.80	1 579	15 494	313 636	414	27 451	0.0420	0.0018	543	0.25	0.08
5	16.20	4.40	1 674	16 422	329 130	367	27 864	0.0350	0.0018	550	0.25	0.09
4	11.80	5.60	1 844	18 091	345 552	307	28 232	0.0270	0.0016	622	0.25	0.08
3	6.20	6.20	2 031	19 925	363 644	231	28 539	0.0180	0.0015	689	0.25	0.07
2	0.00	4.60	1 942	19 050	383 568	106	28 770	0.0090	0.0011	920	0.25	0.06
1	-4.60	4.80	1 668	16 363	402 618	41	28 876	0.0040	0.0008	1 200	0.25	0.05
0	-9.40			10 213	100 189	418 981	0	28 917	0.0000	0.0000		
Общо:			52 923	519 170		28 917						

- Z - височина на съответното етажно ниво, мерена от горен ръб фундамент
- Нет - етажна височина
- Q - общо тегло над разглежданото ниво
- Sx - сеизмична сила
- F - сръзваща сила с разглежданото ниво
- x - еластично преместване от изчислителна сеизмична сила
- Δ, 1/Δ - относително междуетажно преместване
- Θ - коефициент за отчитане на Р-делта ефекта

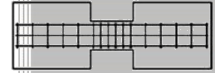
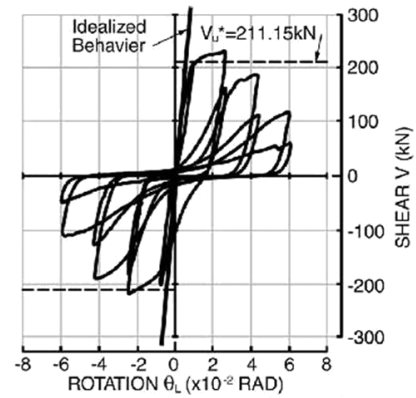
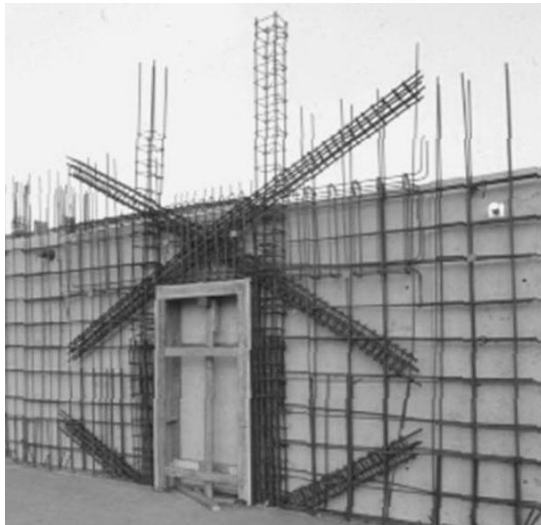
4. Отчитане приноса на огъващи моменти от II-ри ред.

За определяне на армировката в стените на ядрото се използва интегриране на напреженията и покриване на надлъжните опънните сили – Nn за надлъжна армировка и сръзващите Nns – за хоризонтална армировка.

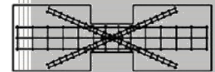
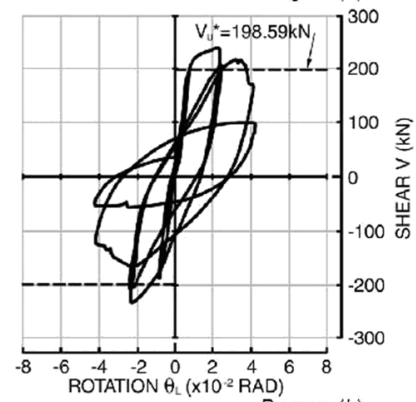
Определянето на приноса на моментите от II-ри ред и тези от допустими отклонения при изпълнението на сградата е извършено чрез изследване на ядрото на двойно огъване с натискава сила с програма GaLa Reinforcement. Изчисления принос е 10% спрямо сеизмичния момент.



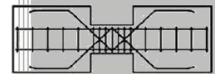
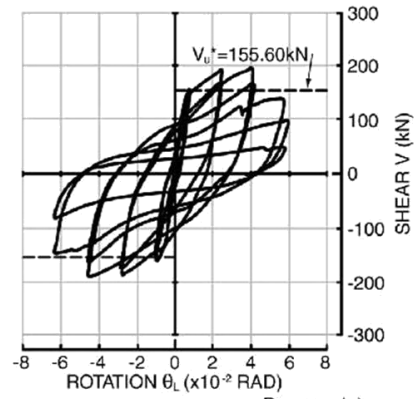
5. Армирането на щурцове на ядрото се извършва по схеми 2 и 3 от приложената фигура, с оглед осигуряване на възможност за по-голямо разсейване на сеизмичната енергия. Схема 2 се прилага за по-тежко натоварените щурцове при които е невъзможно използването на схема 3.



Program (a)



Program (b)



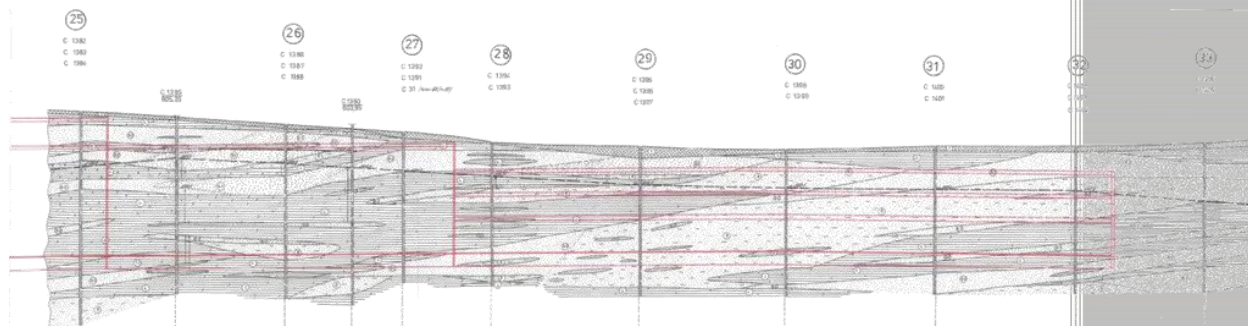
Program (c)

6. Колоните на сградата са проектирани като композитни, с външна стоманена тръба $\Phi 813\text{mm}$ с дебелина $t=8\text{mm}$. стомана S235 и сърцевина от плътен профил $\Phi 200\text{mm}$ стомана DIN 1014/St52-3.





VI. ФУНДИРАНЕ



Инженерно-геоложките проучвания на строителната площадка показват едно разнообразно редуване на почвени пластове от глинести пясъци и пясъчливи глини. Всички те са класифицирани като почви категория **група D** със следните параметри:

Осреднени ефективни (drained) характеристики:

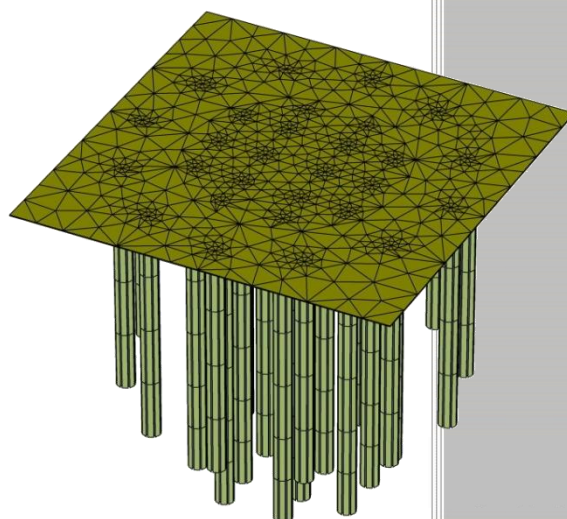
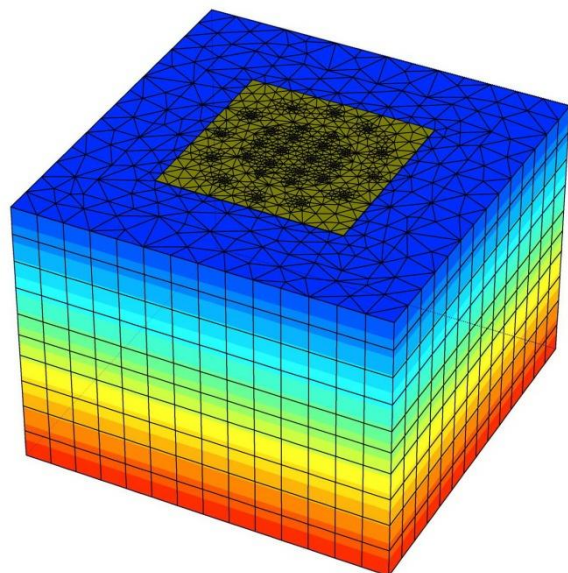
- Кохезия: нормативна - $C'=40$ kPa изчислителна - $C'=25$ kPa
- Ъгъл на вътрешно триене: нормативен - $\Phi'=25^\circ$ изчислителен - $\Phi'=20^\circ$

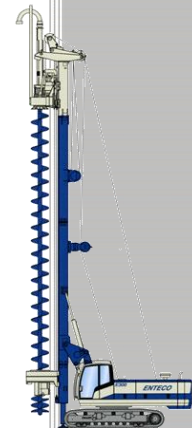
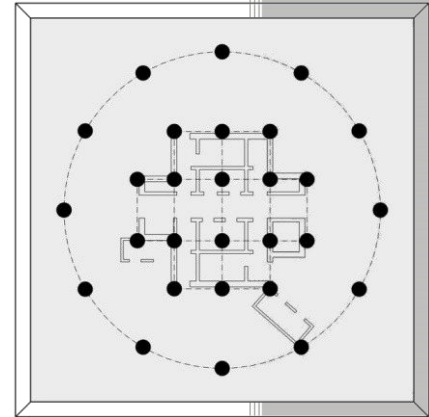
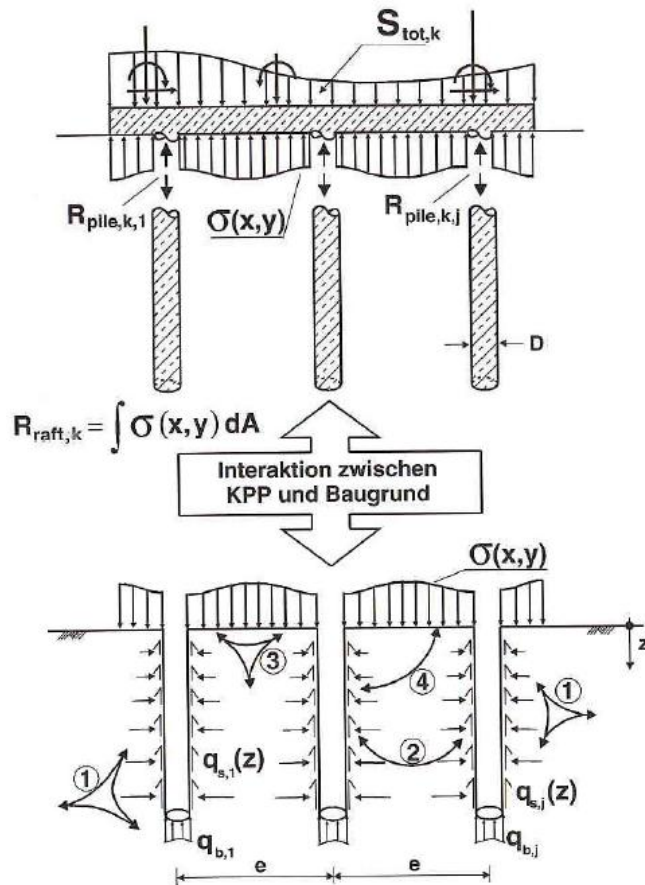
Осреднени характеристики на база проведените SPT изследвания:

- Пясъчливи глини: недренирана кохезия - $C_u=100\div 300$ kPa
- Глинести пясъци: ъгъл на вътрешно триене - $\Phi=30\div 35^\circ$

Сградата е фундирана с фундаментна плоча тип KPP (Kombinierte Pfahl-Plattengründung) с параметри:

- Дебелина на фундаментната плоча - 2.40м.
- 16 пилота $\Phi 150$ см. с дължина 35м. под ядрото
- 12 пилота $\Phi 150$ см. с дължина 25м. под колоните





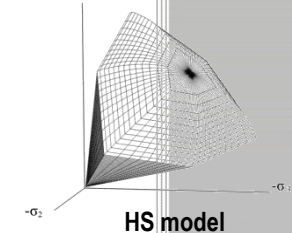
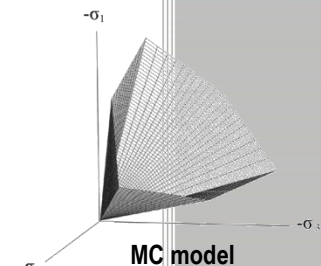
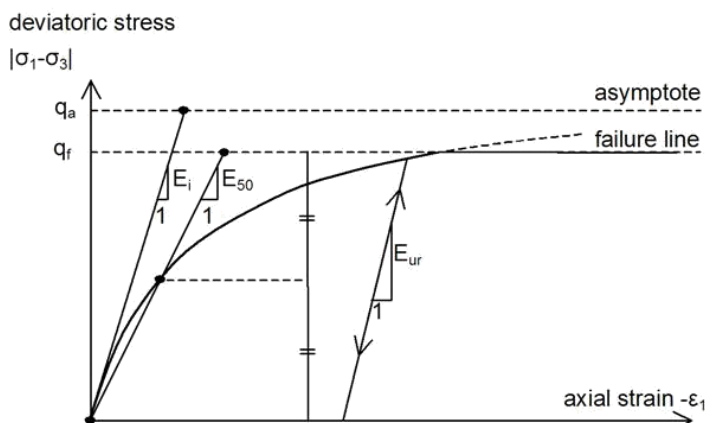
E300M-CFA150

- Interaktionseinflüsse:
- ① Pfahl-Boden-Interaktion
 - ② Pfahl-Pfahl-Interaktion
 - ③ Platte-Boden-Interaktion
 - ④ Pfahl-Platten-Interaktion

Съвместната работа на фундаментната плоча, пилотите и прилежащата почва е изследвана посредством нелинеен пластичен анализ посредством програмите PLAXIS 2D и PLAXIS 3D. За моделиране на почвата като основен е използван Mohr-Coulomb (MC) drained материал (elastic perfectly-plastic). Допълнителни проверки са проведени и с Hardening-Soil (HS) drained материал (isotropic hardening). Резултати от изследванията с PLAXIS са използвани за т.н. „back“ анализ за определяне на Винкеловата константа използвана в тримерния модел на Tower 6 и коригиране на сеизмичните параметри.

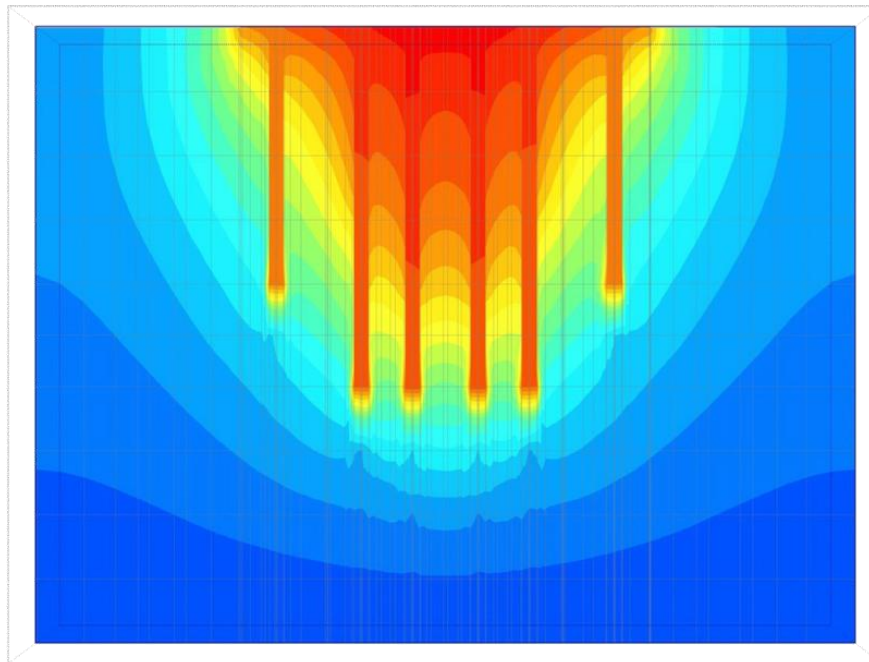
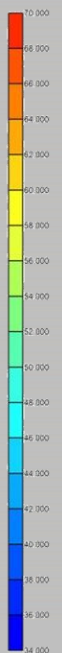
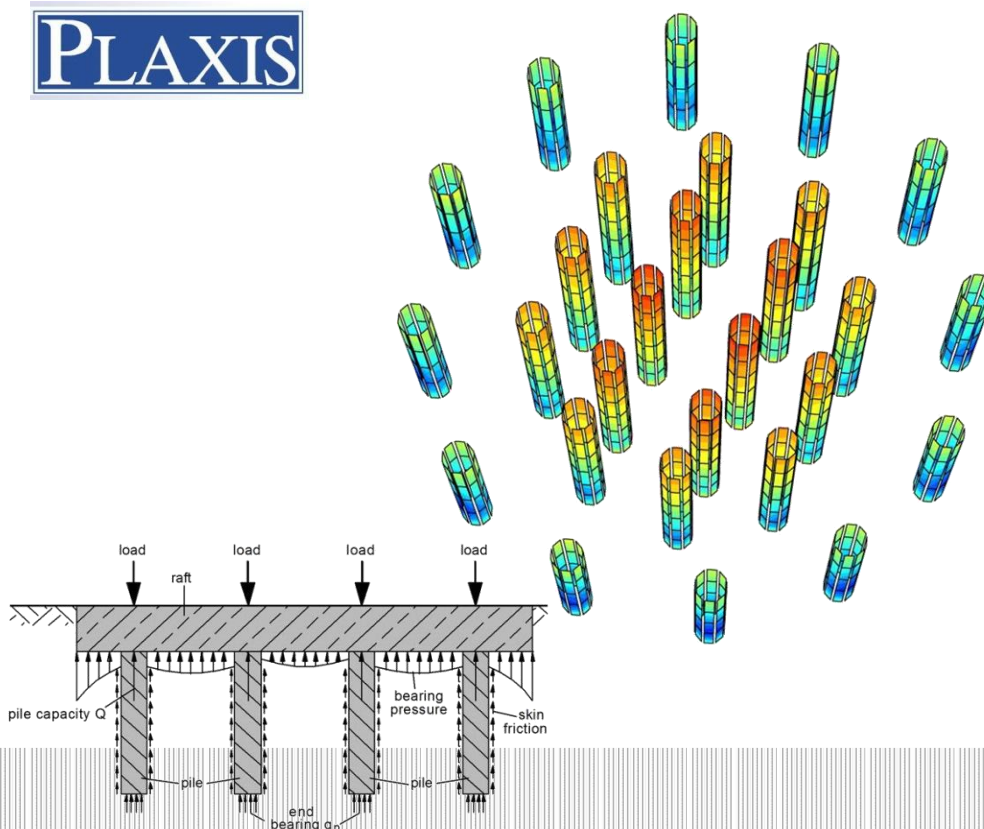
Приети са следни характеристики на почвите:

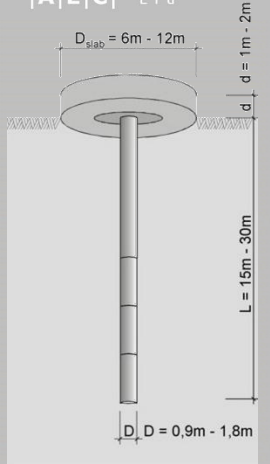
- | | |
|---------------------------------------|--|
| 1. Ефективна (дренирана) кохезия: | $C' = 25 \text{ kPa}$ |
| 2. Ефективен ъгъл на вътрешно триене: | $\Phi' = 20^\circ$ |
| 3. Еластичен модул: | $E_y = 30\,000 + 2\,500 * z \text{ kPa}$ |
| 4. Oedometric Modulus | $E_{50} = 25\,000 \text{ kPa}$ |
| 5. Unloading-reloading Modulus | $E_{ur} = 75\,000 \text{ kPa}$ |



**Обобщените резултати при нормативна (SLS) комбинация са:**

1. Максимално слягане от $s = 4$ до $s = 7$ см. от общ нормативен товар на сградата $N_{sls} = 440$ MN
2. Усилия в крайните пилотите до $10\,000$ kN/m²
3. Усилия в средните пилотите до $13\,000$ kN/m²
4. Околно триене $f_s = 60 \div 100$ kN/m² в зависимост от дълбочината
5. Челно съпротивление $f_b = 1500 \div 2000$ kN/m² в зависимост от дълбочината
6. Напрежения в почвата под фундаментната плоча: $50 \div 200$ kN/m²
7. Съотношение на участие на пилотите и фундаментната плоча при поемането на вертикалния товар:
 - Пилоти - около 60%
 - Фундаментна плоча – около 40%
8. Максимален огъващ момент при основна изчислителна (ULS) комбинация - $M_{uls} = 8\,000$ kNm/m'
9. Максимален огъващ момент при особена сеизмична (ALS) комбинация - $M_{als} = 20\,000$ kNm/m'

**PLAXIS**

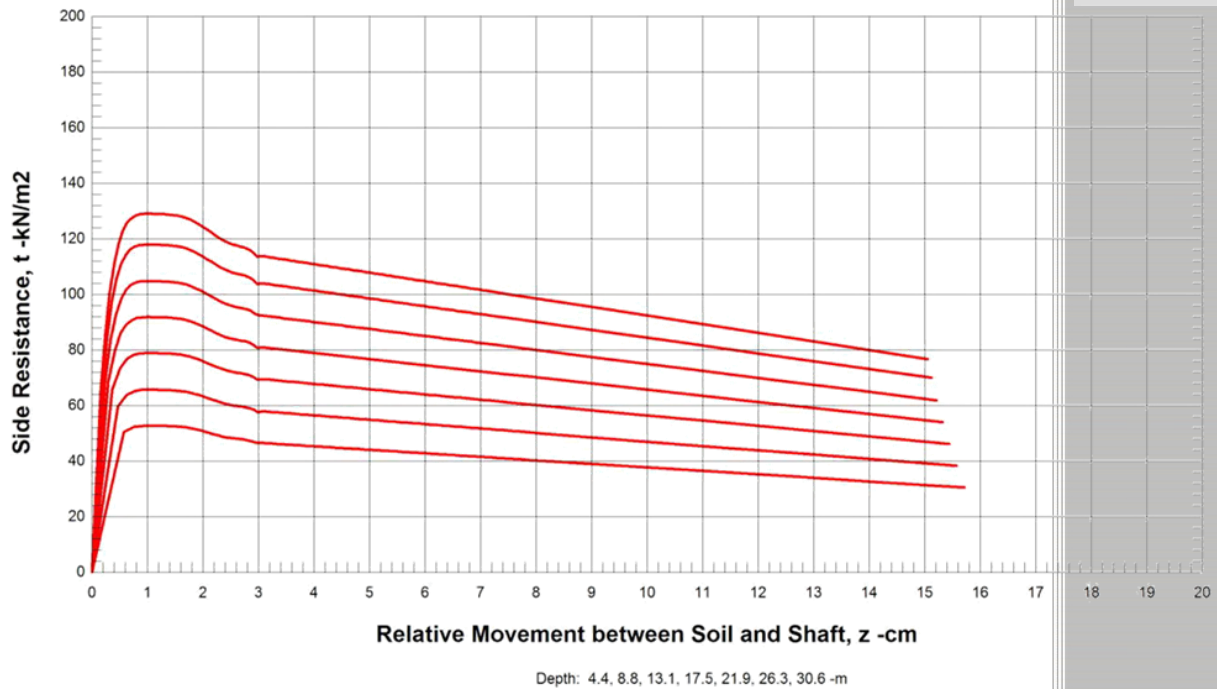


Максималната носимоспособност на отделните пилоти е определена по:

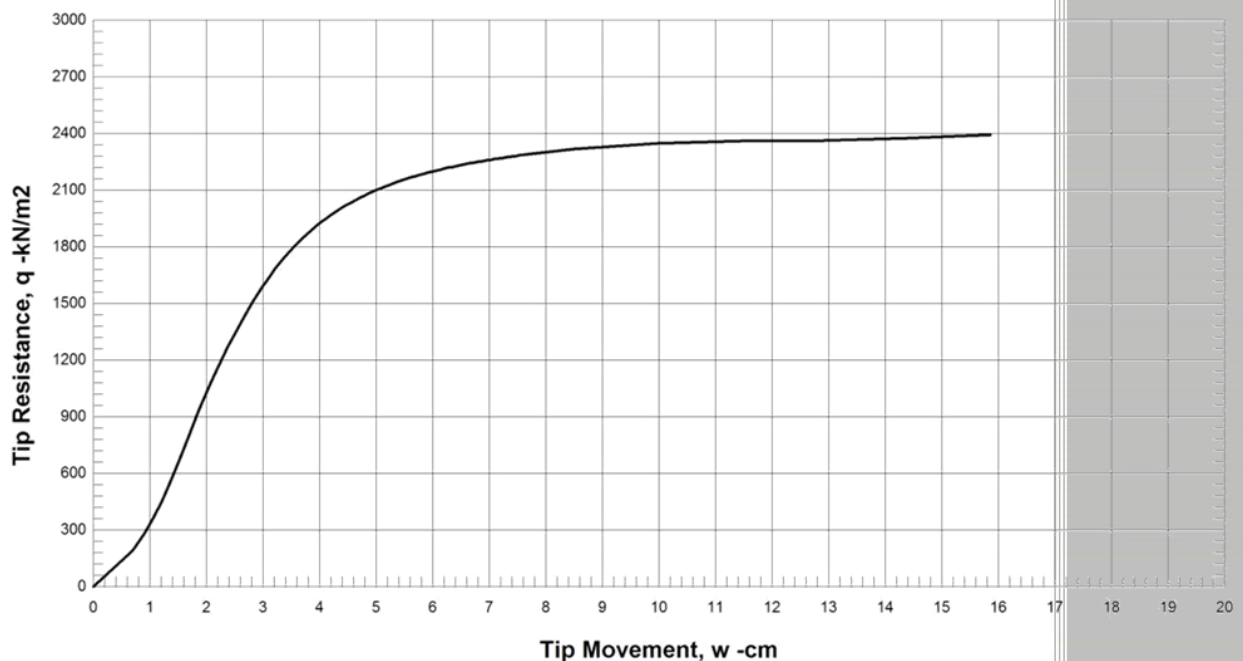
- Програма **ALLPILE** (Effective Stress Method)
 - DRAINED анализ с ефективни параметри $C'=40$ kPa и $\Phi'=25^\circ$
 - UNDRAINED анализ с недрененирана кохезия $C_u=100\div 300$ kPa
- Програма **GGU-AXPILE** – по DIN на база SPT данните
- Програми **PLAXIS 2D** и **PLAXIS 3D** (Нелинеен пластичен анализ):
 - DRAINED анализ с ефективни параметри $C'=40$ kPa и $\Phi'=25^\circ$
 - UNDRAINED анализ с недрененирана кохезия: $C_u=100\div 300$ kPa

Определените стойности на околно триене и челно съпротивление на пилотите са:

- Околно триене: $f_s = 60\div 100$ kN/m² средно: $f_s = 80$ kN/m²

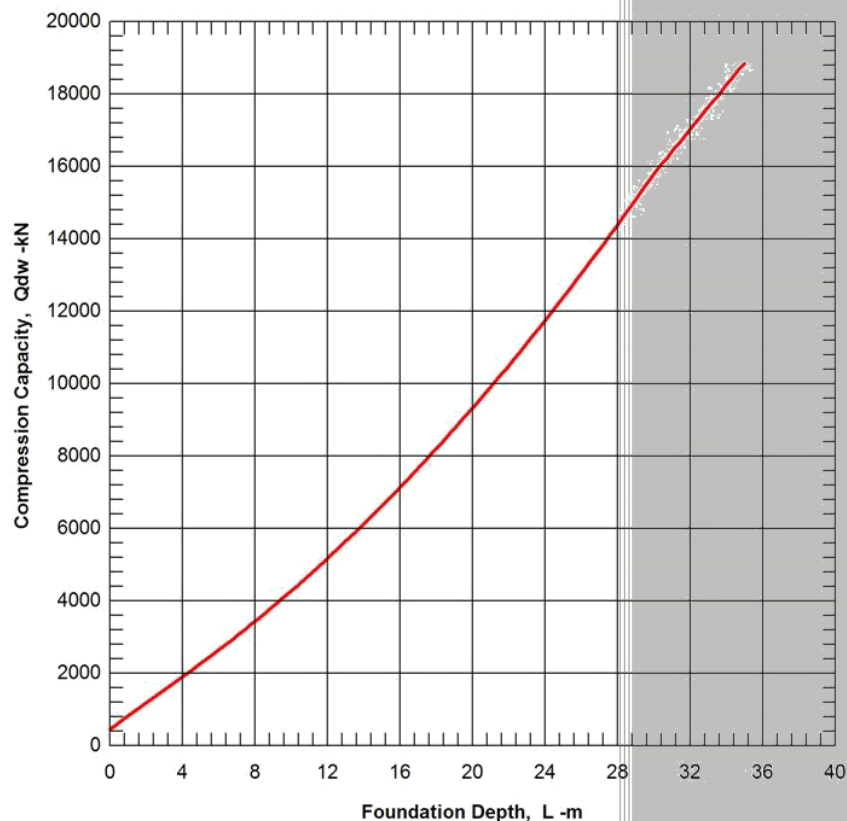
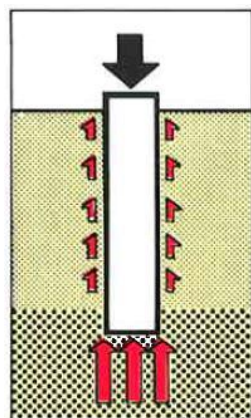


- Челно съпротивление: $f_b = 1500\div 2500$ kN/m² средно: $f_b = 2000$ kN/m²



**Определената максимална носимоспособност на пилотите е:**

- Пилот Ф150см., L=25м. N = 12 000 kN/m²
- Пилот Ф150см., L=35м. N = 18 000 kN/m²

**VII. ОБОБЩЕН КОЕФИЦИЕНТ НА СИГУРНОСТ ЗА КОМБИНИРАНАТА ФУНДАМЕНТНА ПЛОЧА С ПИЛОТИ – KPP (KOMBINIERTE PFAHL-PLATTENGRÜNDUNG): DIN 1054:2004-8, DIN 1045-1:2001-7**

$$\eta_{LF1} = (R_{RAFT} + \sum R_{PILES}) / N_{SLS} > 2.0$$

VIII. ИЗПОЛЗВАНИ МАТЕРИАЛИ:

1. Бетон – клас **B40** – тип **SCC** - фундаментна плоча.
2. Бетон - клас **B55** – връхна конструкция
3. Армировъчна стомана – клас **S500**

IX. ПРИ ПРОЕКТИРАНЕТО СА СПАЗЕНИ:

1. Норми за натоварвания и въздействия върху сгради и съоръжения – 2005 г.
2. Норми за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции - 1988 г.
3. Норми за проектиране на стоманени конструкции – 1989г.
4. Норми за проектиране сгради и съоръжения в земетръсни райони - 2007 г.
5. Норми за проектиране на плоско фундиране - 1996 г.
6. Норми за проектиране на подпорни стени – 1990г.
7. Норми за проектиране на пилотно фундиране – 1992г.



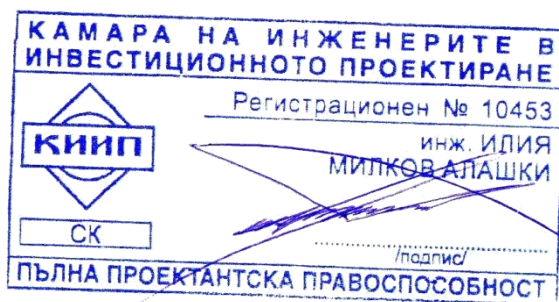
X. КОНСТРУКТИВНИ ИЗИСКВАНИЯ КЪМ ИЗПЪЛНЕНИЕТО НА ГРУБ СТРОЕЖ.

- Земната основа е задължително да бъде приета от геолог-проектанта за потвърждаване на приетото допустимо почвено натоварване.
- Проектантът по конструктивна част да бъде известен min 3 дни предварително за предстоящо наливане на бетон. Проверката на кофража и армировката да бъде min 1 ден преди наливане на бетон.
- Проектантът не носи отговорност за некачествено изпълнени работи.
- Преди изпълнението на бетоновите работи Изпълнителят да се запознае с останалите части на проекта. Когато това се налага, да се предвиди залагане в кофража на отвори, тръби, ВК решетки и други готови изделия като решетки, шахти и т.н. и фиксирането и бетониране им.
- Да се работи с всички части на проекта.
- Да се спазват всички норми и изисквания по съответните ПИПСМР и ТБТ.
- Облицовката на външните стени, алуминиевите носещи фасадни стени, прозорците, алуминиевата обшивка, тухлените стени, теракота в суха облицовка и всякакви други елементи, прикрепени към сградата, трябва да бъдат предоставени като работни скици от Изпълнителя. Трябва да бъде отчетен фактът, че елементите трябва да издържат на всички необходими статични и динамични натоварвания, включително натоварвания от вятър и земетресение, съгласно българските стандарти. Изчисленията и детайлите трябва да бъдат предадени на Мениджъра на Проекта за одобрение и съгласуване с Проектанта по конструктивна част.
- Закрепването на всички допълнителни елементи по фасади, стени, тавани и др. да става на база анкерни детайли на Изпълнителя и съгласуване натоварването с Проектанта по конструктивна част.

Главен проектант част „КОНСТРУКЦИИ“:

д-р инж. Илия Алашки

Управител на АЕС ООД



София – 11.2009г.