

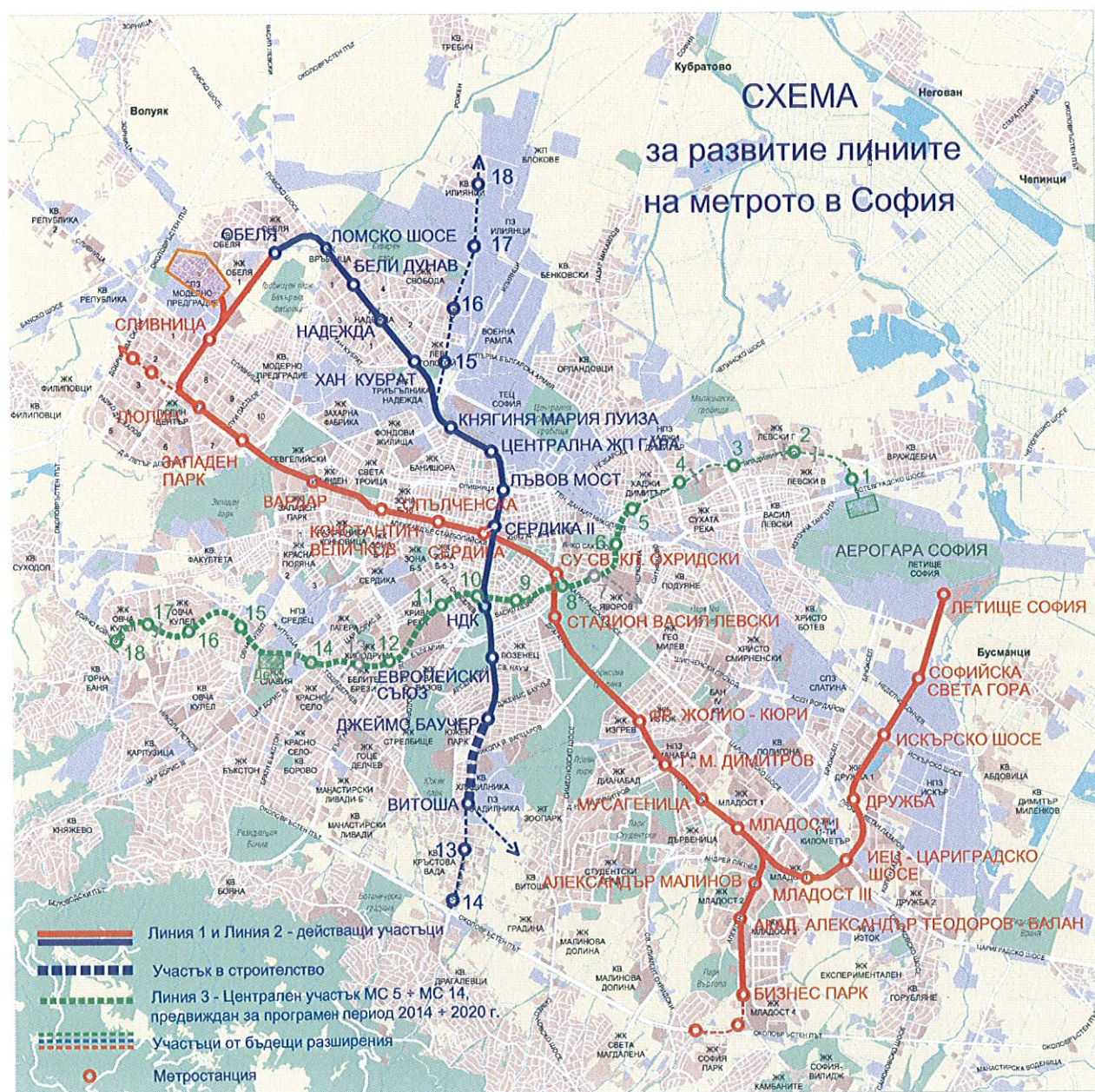
Инвестираме във Вашето бъдеще



ЕВРОПЕЙСКИ СЪЮЗ  
ЕВРОПЕЙСКИ ФОНД  
ЗА РЕГИОНАЛНО РАЗВИТИЕ



ОПЕРАТИВНА ПРОГРАМА  
ТРАНСПОРТ И  
ТРАНСПОРТНА ИНФРАСТРУКТУРА



# ТРЕТИ МЕТРОДИАМЕТЪР

## МС III-18

### ФАЗА: ИДЕЕН ПРОЕКТ

### ЧАСТ: КОНСТРУКЦИИ

Възложител:  
МЕТРОПОЛИТЕН ЕАД

Проектант:  
МЕТРОПРОЕКТ Прага А.Д.



Обект:

**“МЕТРО СОФИЯ” – ТРЕТИ ДИАМЕТЪР**

Подобект:

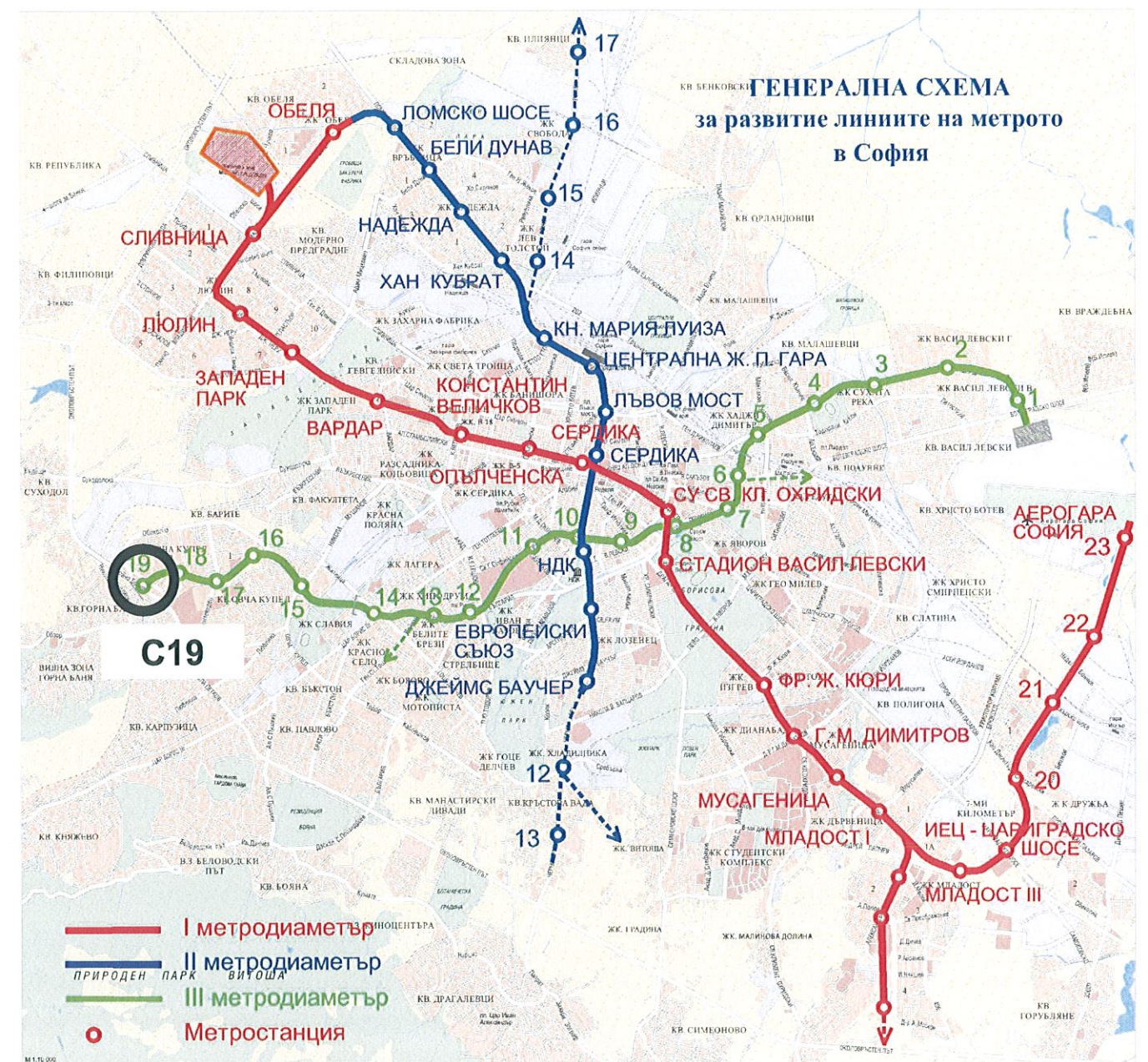
**КРАЙНИЯ**

Фаза:

**ИДЕЕН ПРОЕКТ**

**СЪДЪРЖАНИЕ:**

Обяснителна записка	12 5487 001 05 01 19 001
Количествена сметка	12 5487 001 05 01 19 002
Статичен и динамичен анализ на конструкцията	12 5487 001 05 01 19 003
Укрепване на строителния котлован	12 5487 001 05 01 19 004
Кофражен план основната плоча	12 5487 001 05 01 19 005
Кофражен план перона	12 5487 001 05 01 19 006
Кофражен план над перона 1	12 5487 001 05 01 19 007
Кофражен план над перона 2	12 5487 001 05 01 19 008
Кофражен план над перона 3	12 5487 001 05 01 19 009
Кофражен план под вестибюла юг и вестибюла север	12 5487 001 05 01 19 010
Кофражен план вестибюла юг	12 5487 001 05 01 19 011
Надлъжен разрез	12 5487 001 05 01 19 012
Напречни разреди	12 5487 001 05 01 19 013



## ОБЪЯСНИТЕЛНА ЗАПИСКА

### ГЕОМЕТРИЧНИ И ТЕХНИЧЕСКИ ХАРАКТЕРИСТИКИ

Решението на станцията се основава на геометрията и габаритите на трасето, на технологичните изисквания, спецификата на оборудването и пътничепотока. Става дума за най-новата станция на Трети метродиаметър.

Станция № 19 е разположена в западната част на ж. к. "Овча купел", напречно под ул. "Бойчо Бойчев". Метростанцията има два вестибюла. Северният е надземен – води към вестибюлното пространство на ул. "Президент Линкълн" и ул. "Централна", южният е подземен и дава възможност за прекачване на влаковете на крайградския транспорт. Дължината на станцията е 19 м – има коловози за гарирание и пред станцията има цялостно пресичане на коловозите. Центърът на станцията е в км 15+738.307 на десния коловоз.

Метростанцията има входи от двете посоки. От входа в северната страна се влиза направо във вестибюла. Над него, на нивото на ул. "Бойчо Бойчев" има закрито пространство неподвижно стълбище и асансьор, оборудвано с банкомат и телефони, с възможност за прекачване на автобусен транспорт. От повърхността до южния, подземен вестибюл пътниците могат с помощта на две неподвижни стълбища, ескалатори и асансьори, които същевременно позволяват безбарьерно преодоляване на съществуващите препятствия по пътя – релсовия път. Също, на повърхността, има банкомати и телефони.

### ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОЖКА ХАРАКТЕРИСТИКА НА РАЙОНА

За този етап на проекта през септември 2012 г. беше изработено инженерно-геоложко проучване, но за тази метростанция не бяха извършени, поради недостиг на време, никакви геоложки сондажи. По тази причина се изхожда от вече познатите геоложки условия в останалите станции, тъй като те са на около 2 км разстояние от този участък. Този факт трябва да се вземе предвид при проектирането на следващия етап на проектната документация и при самата реализация на строежа. Преди самото започване на каквато и да е строителна дейност, е необходимо да се направят геоложки сондажи на мястото на станцията и получените резултати да се сравнят със стойностите, които са използвани в този проект. Според инженерно-геоложко проучване, извършено в останалите станции, геоложкият строеж е формиран от антропогенни наслаги (чакъли, с пясъчливо загълване, пясъчна и прахова глина), с мощност около 1 м, под които се намират кватернерни пластове с мощност от прикл. 3 м (наслаги и глинести чакъли), както и плиоценски отложения: в горната част те се състоят от прахови глинени с мощност от 2,2 м (жълто-кафяв геоложки комплекс) и редуващи се слоеве прахови глинени и пясъци (сиво-зелен неогенски комплекс). Нивото на подземната вода се намира в пластове от чакълени и пясъчни нехомогенни земни маси прикл. 3,45 м под нивото на терена. Поради неравномерните непроницаеми пластове между отделните водоносни пластове е установено, че те формират единен водоносен хоризонт, чиято мощност варира между 5-10 м и 250-300 м. Под дъното на строителната яма се намират хомогенни непроницаеми земни маси, които обаче са с локални ефекти, представлявани от пясъчни и прахово пясъчливи глинени слоеве. По тази причина е избрано конструктивно решение за осигуряване на стабилността на дъното на строителната яма чрез струйно инжектиране.

Изследваният терен се намира в регион със сеизмичен интензитет от IX. степен според скалата MSK - 64 и затова при оразмеряване на конструкцията трябва да се вземе коефициент на сеизмичност  $K_s = 0,27$ .

В следващия етап на проектиране е необходимо да се проведат допълнителни проучвания, чрез които ще бъде уточнен инженерно – геоложкият профил, ще бъде изследвана наклонността на пясъците към втечняване, а също ще бъде установен притокът на вода в строителните изкопи, които ще бъдат реализирани по време на изграждането на станцията.

## 3. КОНСТРУКТИВНО РЕШЕНИЕ

### 3.1 Укрепване на котлована

Главният котлован е с дължина 199,73 м. В най-широкото място ширината му е 21,4 м, най-дълбокото място е 24,5 м под терена. Котлованът е укрепен с помощта на подземни стени с дебелина 120 см.

Около една половина на котлована е осигурена чрез откос с наклон 1:1 с една берма чак до нивото на тавана. Откосът е стабилизирал с пръскан бетон с дебелина 200 мм с една мрежа 8x8/200x200 и гвоздеи с профил 32 мм и дължина 4 м в растер 2x2 м. Под нивото на тавана котлованът е осигурен с подземни стени с дебелина 1,2 м. Стените в блокове от 2,5 до 5 м са закотвени в четири анкерни нива и със слой струйно инжектиране под дъното.

Другата половина на котлована е осигурена чак до нивото на тавана с берлинско укрепване от I 360 по 1,5 м с едно закотвящо ниво. Под нивото на тавана котлованът е осигурен с подземни стени с дебелина 1,2 м. Стените в блокове от 2,5 до 5 м са разпънати с главния таван и със слой струйно инжектиране под дъното, освен това са закотвени с въжени анкери в три анкерни нива под тавана на станцията.

Уплътняването на дъното на котлована на станцията с оглед на геоложкия състав, нивото на подземните води и значителното вертикално натоварване от околните сгради в близост до обекта се предвижда със струйно инжектиране, проведено от предварителния изкоп след бетониранието на подземните стени. Струйното инжектиране се предвижда не само заради уплътнението на дъното, но също и за разпъване на шлицовите стени под дъното; значителното натоварване на повърхността (околните сгради) води до нестабилност на свободната пета на укрепващата стена. Слой струйно инжектиране ще бъде закотвен в земната основа (например с анкери GEWI). Анкерите ще бъдат оразмерени според подемната сила на водата, която трябва да бъде уточнена с допълнително геоложко проучване в рамките на следващия етап.

Плитките изкопи за прилежащите обекти – стълбища за изход от станцията и асансьори в западната част, са укрепени от разпънати шлицови (берлински) стени.

### 3.2 Носеща конструкция на станцията

Станция МС19 се състои от 6 самостоятелни дилатационни части – блокове 1-6, независими в сеизмично и температурно отношение.

Блоковете 1-3 ще бъдат изпълнени в открит осигурен котлован. Върху фундаменталната плоча с дебелина 100 см ще бъдат изпълнени вертикалните конструкции с работни фуги на нивата на свързване на хоризонталните конструкции. Между вертикалните носещи вътрешни конструкции и подземните стени ще бъде изпълнен хидроизолационният слой. След това ще бъдат изпълнени хоризонталните конструкции на главните греди и тавана над нивото на перона, който същевременно ще разпъва вертикалните конструкции. По-нататък ще продължи бетониранието на вертикалните носещи конструкции, с които чрез вути ще е свързана носещата конструкция на тавана на станцията.

Блоковете 4-6 ще бъдат изпълнени в закрит котлован чрез странично добиване. По време на първата фаза ще бъдат изпълнени подземните стени, върху които на ниво прикл. -5,30 м под повърхността ще се бетонира носещата хоризонтална таванна конструкция на нивото на вестибюла – под вестибюла. Последната ще бъде засипана след изпълняване на изолациите и осигуряване на котлована с опорна стена. След това над конструкцията ще бъде възстановен трафикът. Последователно строителството ще продължи по начин, подобен на този на останалите блокове.

### 3.2.1 Статични въздействия на конструкцията

Статичните въздействия на конструкцията се описват по референтното напречно сечение, което се намира в центъра на станцията. Станцията се състои от взаимно твърдо свързани плочи, стени и колони, които освен собствената си маса и променливо натоварване трябва да са устойчиви на хидростатичен натиск, хоризонтален натиск на земните маси до дълбочина 20 м под повърхността, вертикално утежняване на таванната плоча със земна маса със средна височина на горнището 6,5 м и повърхностно утежняване с трафик на нивото на терена. При осов распер на таванната конструкция от 16,5 м става дума за твърде сложна инженерна конструкция, на която отговарят и нужните размери на отделните носещи елементи, посочени в чертежната част.

Вертикалните контурни конструкции са устойчиви на хоризонталния земен натиск благодарение на тяхната дебелина, твърдите им връзки в работните фуги и разпънатия междинен таван на нивото на вестибула.

Фундаментната плоча се оценява на базата на еластично долнище със зачисляване на ефекта на твърдостта, повишена със струйно инжектиране. Фундаментната плоча, предвидена по този начин, е същевременно устойчива на долна хидростатична подемна сила на водата.

Устойчивостта на хоризонталната таванна конструкция на високо вертикално утежнение от земни маси и трафик е най-важното качество за статичното въздействие на конструкцията на станцията. Хоризонталните конструкции също трябва да пренасят натоварването в контурните стени без възможност за използване на вътрешни опори. Таванната плоча издържа тези натоварвания като самостоятелен елемент, в ъглите свързана с помощта на вути с вертикалните носещи конструкции. В случай на изпълнение на станцията в открит котлован тази таванна конструкция е кораво свързана с вътрешните носещи вертикални стени, в случай на закрит котлован и добиване на земните маси челно, тази конструкция е свързана с укрепващите подземни стени като същевременно ги разпъва и помага за пренасяне на хоризонталния натиск от прилежащите земни маси и подземната вода.

На около 2/3 от светлата височина се намират гредите на свода, които помагат за пренасянето на хоризонталните реакции от вертикалните стени, върху които въздейства активният натиск на земните маси. Освен това те изпълняват и опорна функция за средните пасарелки, свързващи северните и южните изходи от станцията. В оста на станцията е проектирана пасарелка с асансьори към перона, който също е подпиран от тези сводови дъги.

Гореописаното статическо въздействие е валидно за повечето конструкции на станцията. В северния и южния край на станцията системата конструкции е допълнена от вътрешните стени и разпънатите междинни тавани.

При проектиране на конструкцията бяха използвани следните стандарти:

- EN 1990: ОСНОВИ НА ПРОЕКТИРАНЕТО НА СТРОИТЕЛНИТЕ КОНСТРУКЦИИ.

- EN 1991-1-1: ВЪЗДЕЙСТВИЯ ВЪРХУ СТРОИТЕЛНИТЕ КОНСТРУКЦИИ; Част 1-1:

Основни въздействия. Плътности, собствени тегла и полезни натоварвания в сгради.

- EN 1991-2: ВЪЗДЕЙСТВИЯ ВЪРХУ СТРОИТЕЛНИТЕ КОНСТРУКЦИИ; Част 2: Подвижни

натоварвания от трафик върху мостове.

- EN 1992-1-1: ПРОЕКТИРАНЕ НА БЕТОННИ И СТОМАНОБЕТОННИ КОНСТРУКЦИИ;

Част 1-1: Общи правила и правила за сгради.

- EN 1997-1: ГЕОТЕХНИЧЕСКО ПРОЕКТИРАНЕ; Част 1: Основни правила.

- EN 1998-1: ПРОЕКТИРАНЕ НА КОНСТРУКЦИИТЕ ЗА СЕИЗМИЧНИ ВЪЗДЕЙСТВИЯ;

Част 1: Общи правила, сеизмични въздействия и правила за сгради.

- EN 1998-5: ПРОЕКТИРАНЕ НА КОНСТРУКЦИИТЕ ЗА СЕИЗМИЧНИ ВЪЗДЕЙСТВИЯ;

Част 5: Фундаменти, подпорни конструкции и геотехнически аспекти

## 4. ХИДРОИЗОЛАЦИЯ И ФУГИ

Поради разположението на почти цялата станция под нивото на подземната вода е предвидена система изолации за напорна вода. Предвидена е изолация от PVC фолио по системата „във вана“.

На места със сложна форма на конструкцията е предвидена пръскана изолация.

### 4.1 Напорна вода (фундаментни плочи, стени, таванна плоча)

Хидроизолацията ще бъде изпълнена от удвоена тествана PVC изолация 3+2 мм с възможност за допълнително инжектиране. Изолацията ще бъде изпълнена в сектори до 100 м<sup>2</sup>. Връзките на изолацията са с тествани двойни заваръчни шевове. Дилатационните и главни те работни фуги са решени със фугови ленти.

Основната структура е:

-основа – подложен бетон, конструкция

- геотекстил 500 г/м<sup>2</sup>

-изолационно фолио с дебелина 3 мм

-фолио 2 мм за горния слой с бутони от 1,5 до 2 мм

- геотекстил 500 г/м<sup>2</sup>

-покриваща конструкция

### 4.2 Пръскана изолация

Предвижда се предимно за местата на пресичане на котлована от тунелните участъци, както и за нивото на таванната конструкция на 4-6 дилатационни блокове в мястото на връзка на хоризонталните и вертикалните конструкции на подземните стени. За тези места PVC фолиото не е подходящо, тъй като не е възможно да се постигне надеждно свързване на отделните пояси в изкривените форми на местата на пресичане на отделните конструкции.

Изолацията е предвидена като пръскана хидроизолационна мембрана на базата на цимент и кополимер на винил ацетат и винил естер и е предназначена за изолация на бетонни конструкции против вода и влага като свързана хидроизолационна система без несвързани части. Този тип изолация не изисква спирателни кранове или разделяне на участъци.

Нанасянето се осъществява по мокър начин в повече слоеве (мокър метод).

## 5. ОСНОВНИ ЕТАПИ НА СТРОЕЖА

### 5.1 Дилатационен блок 1 -3

Изграждането на обекта на станцията ще включва следните основни етапи:

1. Добив от котлована (предварителния изкоп) на равнище на около 5 м под съществуващия терен, страничните стени на изкопа са изпълнени с откоси, осигурени с гвоздеи и слой пръскан железобетон.
2. Изпълнение на подземните стени от дъното на котлована (предварителния изкоп) до ниво припл. 25 м под съществуващото ниво на първоначалния терен.
3. Изпълнение на струйно инжектиране под дъното на окончателния котлован
4. Постепенен добив от котлована и анкериране чак до нивото на окончателното дъно на котлована
5. В случай на нужда изпълнение на уплътняващо инжектиране в места с локални просмуквания в дъното
6. Изпълнение на подложните бетони
7. Полагане на водонепропусклива изолация в дъното, постепенно и на изравнените стени на укрепването
8. Последователно изпълнение на носещите железобетонни конструкции на станцията от фундаменталната плоча с работни фуги в долните и горните нива на таваните
9. Изпълнение на изолацията на тавана и извършване на засипки.

**МЕТРО СОФИЯ - ТРЕТИ ДИАМЕТЪР: КОНСТРУКЦИИ**

**5.2 Дилатационен блок 4-6 (инвертно изпълнение на строителството в закрыта яма)**

Изграждането на обекта на станцията ще включва следните основни етапи::

1. Изпълнение на подземните стени от терена от ниво припл. 8,5 м под терена до 3 м под дъното на окончателния котлован
2. Изпълнение на на укрепващите конструкции от нивото на терена до дълбочина 8,5 м под терена
3. Постепенен добив от котлована до нивото на долния ръб на окончателната таванна плоча на нивото на вестибюла и изпълняване на анкерите по етапи
4. Изпълнение на струйното инжектиране под дъното на окончателната яма от нивото на дъното на ямата на предварителния изкоп (припл. 8,5 под терена)
5. Изпълнение на подложните нивелиращи бетони
6. Изпълнение на носещите железобетонни таванни конструкции над нивото на вестибюла, включително подготовката за допълнително свързване на вертикалните окончателни носещи конструкции на станцията
7. Изпълнение на изолационните слоеве, включително защитните слоеве
8. Изпълнение на опорната стена за укрепване на изкопа на окончателния котлован
9. Извършване на засипване, включително уплътнение
10. Изпълнение на временните транспортни мерки над изпълнената част

**6. ИЗПОЛЗВАНИ МАТЕРИАЛИ**

Струйно инжектиране	минимална якост на натиск 5 МРа
Бетон за подземните стени	C25/30
Подложни бетони	C12/15
Пълнежни бетони	C12/15
Бетон за железобетонните конструкции	C30/37
Стомана бетонна	B500, клас на разтегливост C

**7. ПРИЛОЖЕНИ НОРМИ И НАРЕДБИ**

При следващата фаза на проектиране да се спазват изискванията на следните нормативни документи:

- Закон за опазване на околната среда - ДВ бр.91/2002 г. и всички изменения и допълнения.
- Наредба № 2, за екологичните изисквания към териториално-устройственото планиране и инвестиционните проекти - ДВ бр.24 /2003 г.
- Наредба № 1 за норми за допустими емисии на вредни вещества в газовете, изпускани в атмосферата - ДВ бр. 64/2005 г.
- Наредба № 6 за показателите за шум в околната среда и вредните ефекти от шума - ДВ. бр. 58/2006 г. .
- Наредба за реда за извършване на оценка на въздействието върху околната среда ( ДВ бр. 25/2003 г.).

Съставили:

Роман Ворац  
инж. Мартина Урбанкова  
Прага, март 2013 г.



## КОЛИЧЕСТВЕНА СМЕТКА ПО ИДЕЕН ПРОЕКТ

част: МС19 - Крайния

ФАЗА: ИДЕЕН ПРОЕКТ

Поз. №	Наименование	Мярка	Кол. по ИП
1.	2.	3.	4.
1	Изкоп до горния ръб на шлицови стени	м <sup>3</sup>	44 604,56
2	Изкоп до дъното на конструкцията - отворен котлован	м <sup>3</sup>	34 832,66
3	Изкоп до дъното на конструкцията - под покривна плоча	м <sup>3</sup>	32 867,67
4	Обратна засипка	м <sup>3</sup>	44 604,56
5	Засипка със закупен материал	м <sup>3</sup>	13 118,62
6	Водещи бордюри за подземни стени	м	1 377,31
8	Шлицова стена с дебелина 800 мм	м <sup>2</sup>	1 980,00
9	Шлицова стена с дебелина 1200 мм	м <sup>2</sup>	11 240,97
10	Разрушаване на шлицови стени	м <sup>3</sup>	297,00
11	Пръскан бетон на наклони с мрежа и фиксиране с гвоздеи	м <sup>2</sup>	5 535,75
12	Берлински стени, включително дървената обшивка	м <sup>2</sup>	3 101,62
13	Стоманени конструкции за осигуряване на шлицови стени	т	165,37
14	Бетонни конструкции за осигуряване на шлицови стени, включително армировката	м <sup>3</sup>	95,04
15	Струйно инжектиране, диаметър на колоната 1,25 м	м	22 170,72
16	Анкериране на шлицови стени от въжени анкери	м	37 224,00
17	Анкери ламинатни	м	280,50

Поз. №	Наименование	Мярка	Кол. по ИП
1.	2.	3.	4.
18	Подложни бетони	м <sup>3</sup>	1 345,41
19	Защитни бетони	м <sup>3</sup>	3 423,31
20	Конструкции от неармиран бетон	м <sup>3</sup>	1 516,90
21	Бетонни фундаменти	м <sup>3</sup>	4 393,40
22	Бетонни колони	м <sup>3</sup>	52,56
23	Бетонни стени с дебелина до 300 мм	м <sup>3</sup>	198,00
24	Бетонни стени с дебелина от 400 мм до 1000 мм	м <sup>3</sup>	9 824,02
25	Бетонни таванни конструкции с дебелина до 300 мм	м <sup>3</sup>	651,75
26	Бетонни таванни конструкции конструкции с дебелина от 400 мм до 1000 мм	м <sup>3</sup>	3 375,90
27	Бетонни таванни конструкции конструкции с дебелина над 1000 мм	м <sup>3</sup>	3 926,34
28	Армировка на железобетонни конструкции	т	3 363,30
29	Носещи стоманени конструкции	т	126,50
30	Хидроизолация на фундаментна плоча	м <sup>2</sup>	4 654,10
31	Хидроизолация на стени	м <sup>2</sup>	9 684,97
32	Хидроизолация на таванна плоча	м <sup>2</sup>	4 981,90
33	Разрушаване на бетонни конструкции	м <sup>3</sup>	495,00
34	Остъклен покрив	м <sup>2</sup>	418,95

# СТАТИЧЕН И ДИНАМИЧЕН АНАЛИЗ НА КОНСТРУКЦИЯТА

## 1. ПРИНЦИПИ НА СТАТИЧНИТЕ ИЗЧИСЛЕНИЯ

За изчисленията на укрепването на котлована е била използвана програмата FINE GEO 5 по метода на зависимите налягания, при което изходните стойности са били взети от инженерно-геологичното изследване от X/2012.

Отделните блокове на конструкцията на станцията са били изчислени на 2D прътови модели, дефинирани в решаващите сечения на тунела. Статически изчисления бяха извършени за всички решаващи напречни сечения на тунела. За прегледност по-нататък е представено само решаващото напречно сечение на тунела.

За изчисляването на вътрешните сили за конструкцията е била използвана програмата FINE GEO 5, за оразмеряване е била използвана програмата Fine Beton EC. Земната основа под конструкцията е била моделирана според IGP.

## 2. ПРОЕКТНИ НАТОВАРВАНИЯ

### 2.1 Вертикални натоварвания

В изчисленията винаги автоматично се имат предвид характерните стойности на обемното тегло на железобетона съгласно EN 1991-1-1:  $\rho_{conc} = 25,0 \text{ kN/m}^3$ .

В изчисленията се предполага полезно натоварване съгласно EN 1991-1-1, отнесени към съответните категории според начина на използване.

Нивото на подземните води при разчета на укрепването на котлована се предполага в дълбочина 5,2 м под терена (съгласно IGP). Височината на нивото на подземните води за оценка на стабилността на конструкцията спрямо подемната сила на водата не е била определена от възложителя. В разчета е била предположена на ниво 5,2 м под терена.

### 2.2 Хоризонтални натоварвания

#### 2.2.1 Земен натиск – постоянно натоварване

Натоварването от земния натиск с влиянието на подземните води е определено в програмата Fine Geo 5 съгласно EN 1997-1.

#### 2.2.2 Други натоварвания

- в изчисленията винаги автоматично се имат предвид характерните стойности на обемното тегло на железобетона съгласно ČSN EN 1991-1-1:  $\rho_{conc} = 25,0 \text{ kN/m}^3$

- в изчисленията се предполага полезно натоварване съгласно ČSN EN 1991-1-1, отнесено към съответните категории според начина на използване

#### Вертикални натоварвания

Таван на станцията	d	$\rho_k$	$F_{k,m}$	$\gamma_{F,inf}$	$F_{d,inf}$	$\gamma_{F,sup}$	$F_{d,sup}$
	m	$\text{kN/m}^3$	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^2$
Засипка на конструкцията (вкл. изол.)	$f_{zk}$	8,00	22,00	176,00	1,00	176,00	1,35 237,60

СДК висящ таван	$f_{sdk}$	0,02	15,00	0,30	1,00	0,30	1,35	0,41
Общи постоянни натоварвания	$g_s$			176,30		176,30		237,60
Подвижни натоварвания на повърхността	$q_p$		15,00				1,50	22,50

Перон	d	$\rho_k$	$F_{k,m}$	$\gamma_{F,inf}$	$F_{d,inf}$	$\gamma_{F,sup}$	$F_{d,sup}$
	m	$\text{kN/m}^3$	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^2$
Каменна настилка	$f_{kd}$	0,03	27,00	0,81	1,00	0,81	1,35 1,09
Бетонна замазка	$f_{bm}$	0,07	23,00	1,61	1,00	1,61	1,35 2,17
Общи постоянни натоварвания	$g_s$			2,42		2,42	
Полезно експлоатационно натоварване	$q_u$		5,00			1,50	7,50

Долна плоча / дъно	d	$\rho_k$	$F_{k,m}$	$\gamma_{F,inf}$	$F_{d,inf}$	$\gamma_{F,sup}$	$F_{d,sup}$
	m	$\text{kN/m}^3$	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^2$
Релсови бетони	$f_{bd}$	2,00	23,00	46,00	1,00	46,00	1,35 62,10
Общи постоянни натоварвания	$g_s$			46,00		46,00	62,10
Подвижни натоварвания (влак)	$q_p$		14,00			1,50	21,00

### 2.3 Сеизмични въздействия на натоварванията

Смятано според постановление RD-02-20-2 и в съответствие с EN 1998

Коефициент на значимост	C = 1,5
Коефициент на реакция	R = 0,25
Сеизмичен коефициент: IX (София)	$K_c = 0,27$
Триене между гърба на конструкцията и насипа	$\mu = 0,35$
Сеизмични въздействия (чл. 155)	$E_k = C \cdot R \cdot K_c \cdot K_h \cdot Q_k$

#### 2.3.1 Сеизмични въздействия на постоянните натоварвания

елемент	гл. център на теж.	дълж. на елем.	деб. на елем.	обемно тегло	собств. тегло	други постоянни	вертикално	хоризонтално	вертикално	хоризонтално
id	$h_z$	dl.	d	$\rho_k$	$g_{ok}$	$g_{sk}$	$E_{kv}$	$E_{kh}$	$e_{kv}$	$e_{kh}$
-	m	m	m	$\text{kN/m}^3$	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	kN	kN	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$
главен таван	8,5	19,0	1	25,0	25,0		23,0	40,1	1,2	2,1
перон	20,0	8,0	0,3	25,0	7,5	2,42	3,6	6,3	0,5	0,8
основна плоча	23,0	19,0	1,0	25,0	25,0		21,3	37,0	1,1	1,9
крайна стена	16,0	13,5	1,0	25,0	25,0		15,7	27,4	1,2	2,0
Стени под перона	21,5	2,3	0,3	25,0	7,5		0,8	1,4	0,3	0,6
Горна част (насип)	4,0	19,0	8,0	22,0	176,0		331,8	116,1	17,5	6,1

**2.3.2 Сеизмични действия на натоварването от земния натиск за изкопания тунел**

- разглеждано според наредба № RD-02-20-2 и съгласно EN 1998

Коефициент на значимост	C = 1,5
Коефициент на реакция	R = 0,25
Сеизмичен коефициент: IX (София)	K <sub>c</sub> = 0,27

За целите на определяне на сеизмичното натоварване е разглеждана хомогенна почва на гърба на конструкцията тип пясчлива глина, твърда, F5 M1.

Обемно тегло на почва с естествена влажност	ρ = 16,30 kN/m <sup>3</sup>
Ъгъл на наклона на прилежащия терен	α = 0,0°
Ъгъл на триене между гърба на стената и почвата	δ = 16,5°
Ъгъл на отклон. на стената спрямо вертикала	θ = 0,0°
Ъгъл на вътрешното триене	φ <sub>ef</sub> = 24,9°
Компактност	c <sub>ef</sub> = 56,0 kPa
	K <sub>a</sub> = 0,408

$$\tan \varnothing = 0,87 * C * R * K_c / (1 - 0,5 * C * R * K_c) = \mathbf{0,093}$$

$$\varnothing = \mathbf{5,301}$$

$$z = \sin(\varphi - \alpha - \varnothing) * \sin(\varphi + \delta) / \cos(\theta - \alpha) * \cos(\theta + \delta + \varnothing) = \mathbf{0,2381}$$

$$\rho_c * g = \rho * g * (1 - 0,5 * C * R * K_c) / \cos \varnothing = \mathbf{15,541}$$

$$q_{a,i} = C * \rho_c * g * H_i * \cos^2(\varphi - \theta - \varnothing) / (\cos^2 \theta * \cos(\varphi + \theta + \varnothing) * (1 + z^{0,5})^2)$$

<b>Горен ръб на конструкцията</b>	H <sub>1</sub> = <b>8,00 m</b>	q <sub>a,1</sub> = 86,51 kN/m <sup>2</sup>
-----------------------------------	--------------------------------	--

Влияние на кохезията	P <sub>ca,i</sub> = 2 * c <sub>i</sub> * K <sub>a,i</sub> <sup>0,5</sup> = 71,56 kN/m <sup>2</sup>
----------------------	--

<b>Земен натиск хоризонтална посока</b>	q <sub>a,i</sub> - P <sub>ca,i</sub> = <b>14,95 kN/m<sup>2</sup></b>
---	--

Утежняване от полезното натоварване на повърхността	q <sub>v</sub> = 11,64 kN/m <sup>2</sup>
---	--

<b>Земен натиск вертикална посока</b>	q <sub>a,v,i</sub> = tan d * (q <sub>a,i</sub> + q <sub>v</sub> - P <sub>ca,i</sub> ) = <b>7,88 kN/m<sup>2</sup></b>
---------------------------------------	--

<b>Долен ръб на конструкцията</b>	H <sub>2</sub> = <b>23,7 m</b>	q <sub>a,2</sub> = 256,28 kN/m <sup>2</sup>
-----------------------------------	--------------------------------	---

Влияние на кохезията	P <sub>ca,i</sub> = 2 * c <sub>i</sub> * K <sub>a,i</sub> <sup>0,5</sup> = 71,56 kN/m <sup>2</sup>
----------------------	--

<b>Земен натиск хоризонтална посока</b>	q <sub>a,i</sub> - P <sub>ca,i</sub> = <b>184,72 kN/m<sup>2</sup></b>
---	---

Утежняване от полезното натоварване на повърхността	q <sub>v</sub> = 15,00 kN/m <sup>2</sup>
---	--

<b>Земен натиск вертикална посока</b>	q <sub>a,v,i</sub> = tan d * (q <sub>a,i</sub> + q <sub>v</sub> - P <sub>ca,i</sub> ) = <b>59,16 kN/m<sup>2</sup></b>
---------------------------------------	---

**2.4 Комбинация на натоварванията**

 Изчисляването на конструкцията е било направено в програмата Fine GEO 5 с натоварвания, зададени с характерните стойности (F<sub>k</sub>). Проектните стойности F<sub>d</sub> са били получени с умножаване със съответния коефициент γ съгласно комбинаторния предпис, посочен по-долу.

**2.4.1 Гранично състояние на издръжливост (ULS, STR)**

За проучване на въздействията при гранично състояние на издръжливост е бил използван решаващия резултат от уравненията 6.10a и 6.10b съгласно EN 1990.

$$\text{уравнение 6.10a: } \Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \Psi_{0,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$\text{уравнение 6.10b: } \Sigma \xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

стойностите на коефициентите са били определени по следния начин:

γ <sub>G,j</sub> =	1,35 .....	за неблагоприятно действащи постоянни натоварвания
	1,00 .....	за благоприятно действащи постоянни натоварвания
γ <sub>Q,i</sub> =	1,50 .....	за неблагоприятно действащи променливи натоварвания
	0,00 .....	за благоприятно действащи променливи натоварвания
Ψ <sub>0,i</sub> =	0,7 .....	съгласно таблица A1.1

**2.4.2 Гранично състояние на използваемост (SLS)**

В рамките на граничните състояния на използваемост са били проверени огъванията на отделните елементи от въздействията на квази-постоянната комбинация от натоварвания.

$$\text{quasi-permanent combination: } \Sigma G_{k,j} + \Sigma \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

 G<sub>k,j</sub> натоварване постоянно

 Ψ<sub>2,i</sub> Q<sub>k,i</sub> комбинационна стойност на случайните натоварвания

**2.4.3 Сеизмични комбинации**

$$E_d = \Sigma G_{k,j} + A_{ed} + \Sigma \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \Psi_{2,1} = 0,3 - 0,6 \text{ съгласно табл. A1.1}$$

**2.4.4 Загуба на статичното равновесие (EQU)**

За проучване на въздействията на натоварванията в гранично състояние на загубата на статичното равновесие е било използвано уравнението 6.10 (EQU) съгласно EN 1990.

$$\text{уравнение 6.10: } \Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

стойностите на коефициентите са били определени по следния начин:

γ <sub>G,j</sub> =	1,35 .....	за неблагоприятно действащи постоянни натоварвания
	0,90 .....	за благоприятно действащи постоянни натоварвания
γ <sub>Q,i</sub> =	1,50 .....	за неблагоприятно действащи променливи натоварвания
	0,00 .....	за благоприятно действащи променливи натоварвания
Ψ <sub>0,i</sub> =	0,7 .....	съгласно таблица A1.1

**3. ПАРАМЕТРИ НА ПОЧВИТЕ**

1-2

Material model :

Modified Mohr - Coulomb

Unit weight :

 γ = 18,50 kN/m<sup>3</sup>

Poisson's ratio :

ν = 0,35



Elastic modulus :	$E = 15,00$ MPa
Biot parameter :	$\alpha = 1,00$
Coeff. of thermal expansion :	$\alpha_t = 0,000012$ 1/°C
Angle of internal friction :	$\varphi_{eff} = 17,00$ °
Cohesion of soil :	$c_{eff} = 20,00$ kPa
Dilation angle :	$\psi = 0,00$ °
Saturated unit weight :	$\gamma_{sat} = 19,50$ kN/m <sup>3</sup>

**3**

Material model :	Modified Mohr - Coulomb
Unit weight :	$\gamma = 18,80$ kN/m <sup>3</sup>
Poisson's ratio :	$\nu = 0,35$
Elastic modulus :	$E = 32,00$ MPa
Biot parameter :	$\alpha = 1,00$
Coeff. of thermal expansion :	$\alpha_t = 0,000012$ 1/°C
Angle of internal friction :	$\varphi_{eff} = 31,00$ °
Cohesion of soil :	$c_{eff} = 24,00$ kPa
Dilation angle :	$\psi = 11,00$ °
Saturated unit weight :	$\gamma_{sat} = 19,80$ kN/m <sup>3</sup>

**5**

Material model :	Modified Mohr - Coulomb
Unit weight :	$\gamma = 19,00$ kN/m <sup>3</sup>
Poisson's ratio :	$\nu = 0,35$
Elastic modulus :	$E = 30,50$ MPa
Biot parameter :	$\alpha = 1,00$
Coeff. of thermal expansion :	$\alpha_t = 0,000012$ 1/°C
Angle of internal friction :	$\varphi_{eff} = 21,50$ °
Cohesion of soil :	$c_{eff} = 36,00$ kPa
Dilation angle :	$\psi = 0,00$ °
Saturated unit weight :	$\gamma_{sat} = 20,00$ kN/m <sup>3</sup>

**7**

Material model :	Modified Mohr - Coulomb
Unit weight :	$\gamma = 19,00$ kN/m <sup>3</sup>
Poisson's ratio :	$\nu = 0,35$
Elastic modulus :	$E = 54,80$ MPa
Biot parameter :	$\alpha = 1,00$
Coeff. of thermal expansion :	$\alpha_t = 0,000012$ 1/°C
Angle of internal friction :	$\varphi_{eff} = 38,00$ °
Cohesion of soil :	$c_{eff} = 0,00$ kPa
Dilation angle :	$\psi = 13,00$ °
Saturated unit weight :	$\gamma_{sat} = 20,00$ kN/m <sup>3</sup>

**trysková injektáž**

Material model :	Modified Mohr - Coulomb
Unit weight :	$\gamma = 18,50$ kN/m <sup>3</sup>
Poisson's ratio :	$\nu = 0,30$
Elastic modulus :	$E = 3000,00$ MPa
Biot parameter :	$\alpha = 1,00$
Coeff. of thermal expansion :	$\alpha_t = 0,000012$ 1/°C
Angle of internal friction :	$\varphi_{eff} = 42,00$ °
Cohesion of soil :	$c_{eff} = 200,00$ kPa
Dilation angle :	$\psi = 0,00$ °
Saturated unit weight :	$\gamma_{sat} = 19,50$ kN/m <sup>3</sup>

**6**

Material model :	Modified Mohr - Coulomb
------------------	-------------------------

Unit weight :	$\gamma = 20,80$ kN/m <sup>3</sup>
Poisson's ratio :	$\nu = 0,35$
Elastic modulus :	$E = 41,60$ MPa
Biot parameter :	$\alpha = 1,00$
Coeff. of thermal expansion :	$\alpha_t = 0,000012$ 1/°C
Angle of internal friction :	$\varphi_{eff} = 29,80$ °
Cohesion of soil :	$c_{eff} = 53,30$ kPa
Dilation angle :	$\psi = 0,00$ °
Saturated unit weight :	$\gamma_{sat} = 21,80$ kN/m <sup>3</sup>

**rozpadly primer**

Material model :	Modified Mohr - Coulomb
Unit weight :	$\gamma = 23,00$ kN/m <sup>3</sup>
Poisson's ratio :	$\nu = 0,49$
Elastic modulus :	$E = 30,00$ MPa
Biot parameter :	$\alpha = 1,00$
Coeff. of thermal expansion :	$\alpha_t = 0,000012$ 1/°C
Angle of internal friction :	$\varphi_{eff} = 0,01$ °
Cohesion of soil :	$c_{eff} = 100,00$ kPa
Dilation angle :	$\psi = 0,00$ °
Saturated unit weight :	$\gamma_{sat} = 24,00$ kN/m <sup>3</sup>

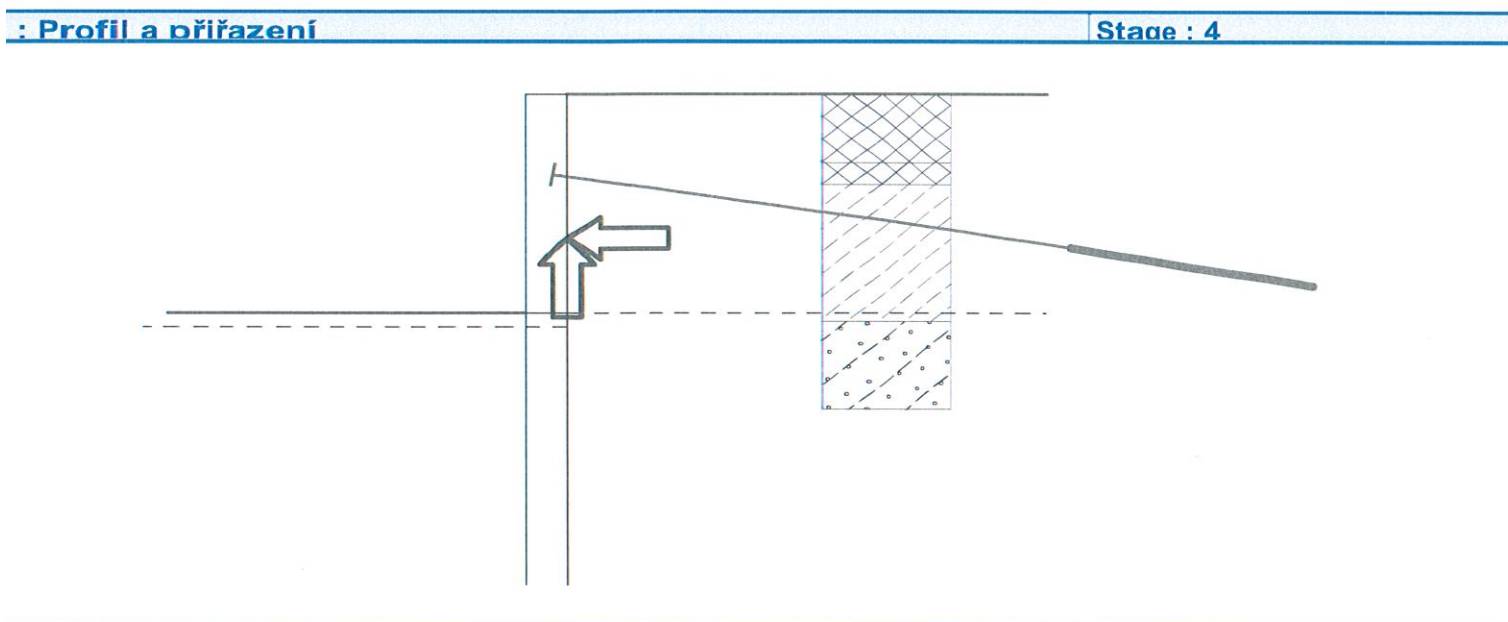
**Jet injektage**

Material model :	Mohr - Coulomb
Unit weight :	$\gamma = 18,50$ kN/m <sup>3</sup>
Poisson's ratio :	$\nu = 0,30$
Elastic modulus :	$E = 3000,00$ MPa
Biot parameter :	$\alpha = 1,00$
Coeff. of thermal expansion :	$\alpha_t = 0,000012$ 1/°C
Angle of internal friction :	$\varphi_{eff} = 42,00$ °
Cohesion of soil :	$c_{eff} = 200,00$ kPa
Dilation angle :	$\psi = 0,00$ °
Saturated unit weight :	$\gamma_{sat} = 19,50$ kN/m <sup>3</sup>

# ОЦЕНКА НА КОТЛОВАНА

## Подпорно кофражиране

Оценката на котлована е била направена в общо 3 строителни фази. За прегледност по-долу са посочени само решаващите строителни фази:



### Sheeting structure verification data

#### Geometry of structure

Structure length = 36,00 m

#### Structure section No. 1 - length 8,00 m

Structure type: Steel I-section  
 Section: I(IPN) 360  
 Section spacing a = 1,50 m  
 Pressure reduction in front of wall = 1,00

Structure section No. 1 properties:  
 Area of cross-section A = 6,47E-03 m<sup>2</sup>/m  
 Moment of inertia I = 1,31E-04 m<sup>4</sup>/m  
 Modulus of elasticity E = 210000,00 MPa  
 Shear modulus G = 81000,00 MPa

#### Structure section No. 2 - length 28,00 m

Structure type: Reinforced concrete rectangular wall  
 Standard: CSN 73 1201 R  
 Reinforcement: B 20  
 Section thickness h = 1,20 m  
 Pressure reduction in front of wall = 1,00

Structure section No. 2 properties:  
 Area of cross-section A = 1,20E+00 m<sup>2</sup>/m  
 Moment of inertia I = 1,44E-01 m<sup>4</sup>/m  
 Modulus of elasticity E = 27000,00 MPa  
 Shear modulus G = 11340,00 MPa

Subsoil reaction determined according to the Schmitt theory.

### Input data (Stage of construction 3)

#### Input anchors

Number	New anchor	Depth z [m]	Length l [m]	Root l <sub>k</sub> [m]	Slope α [°]	Spacing b [m]
1	NO	3,00	15,00	8,00	10,00	3,00

Number	Diameter d [mm]	Area A [mm <sup>2</sup> ]	Modulus E [MPa]	Post-stressing	Force F [kN]
1	32,9		210000,00		759,96

### Analysis results (Stage of construction 3)

Maximum shear force = 148,66 kN/m  
 Maximum moment = 119,69 kNm/m  
 Maximum displacement = 13,5 mm

#### Anchor forces

Number	Depth [m]	Displacement [mm]	Anchor force [kN]
1	3,00	-1,3	759,96

#### Internal stability of anchor system - partial results

E<sub>A</sub> = 208,69 kN/m δ = 5,21 °  
 Depth of theoretical footing under bottom of the pit H<sub>0</sub> = 2,52 m

Row of anchors	E <sub>A1</sub> [kN/m]	δ <sub>1</sub> [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Included rows of anchors	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK <sub>MAX</sub> [kN]
1	79,60	8,16	2801,19	581,42	12,71		4940,88	1301,07	3903,22

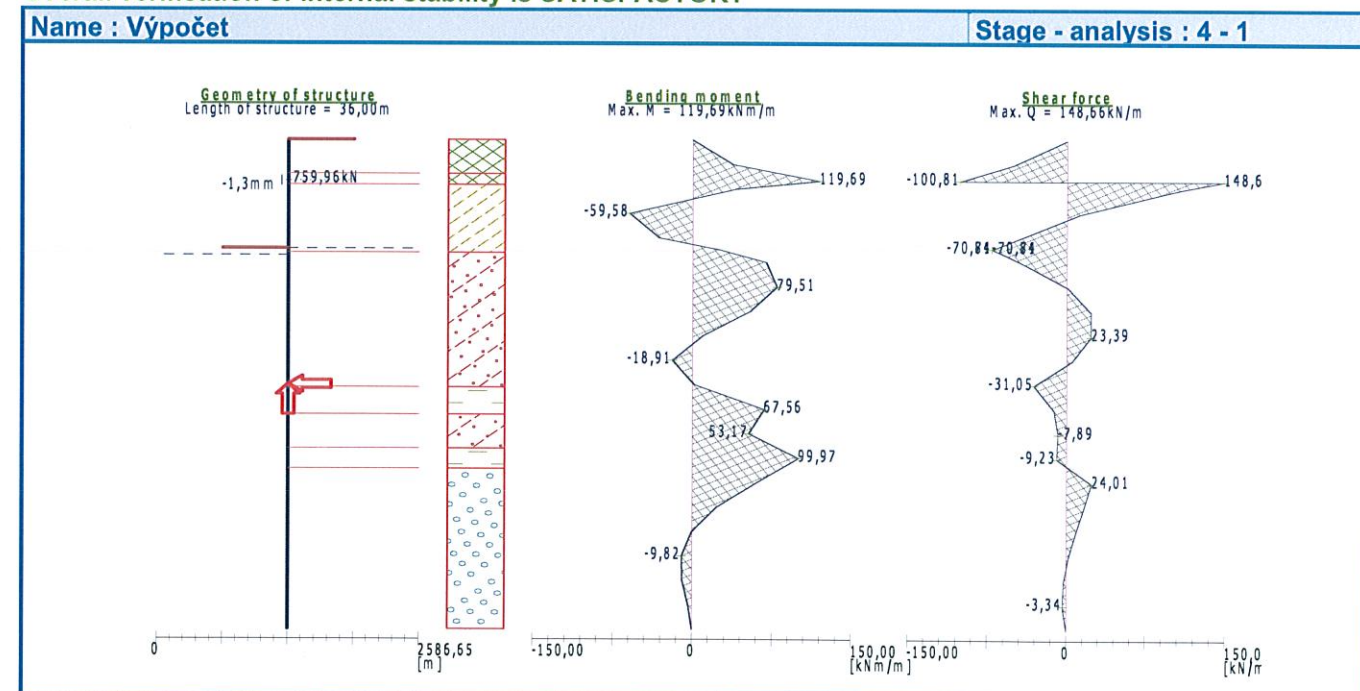
#### Internal stability of anchor system check

No.	Anchor force [kN]	Max. allow. force in anchor [kN]	Factor of safety
1	759,96	3903,22	5,14

Decisive anchor row : 1

Required safety fact. FS = 1,50 < 5,14 = FS<sub>minim.</sub>

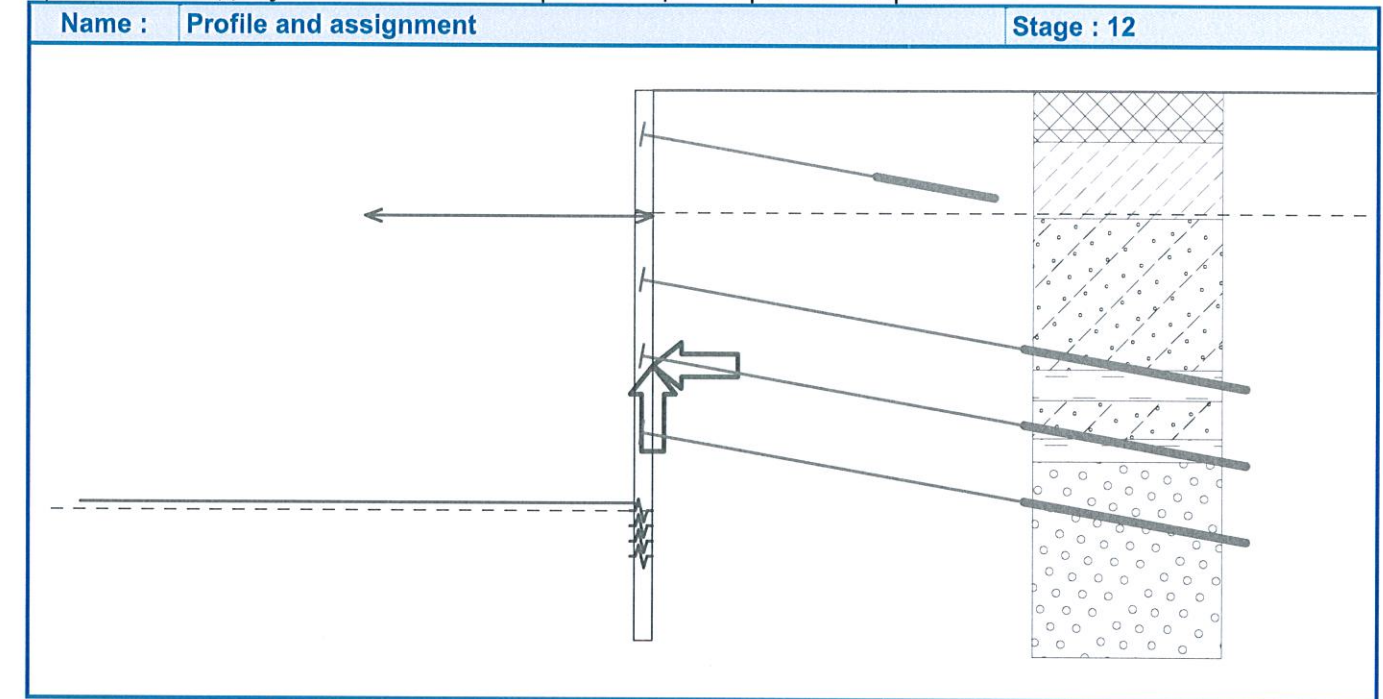
Overall verification of internal stability is **SATISFACTORY**



Řez 1	
	<p><b>Calculation standard</b> EN 1993-1-1 Calculation in accordance with Czech national annex.</p> <p><b>Partial safety factors for steel structures:</b>                      Cross-section resistance factor <math>\gamma_{M0} = 1,000</math>                      Stability check resistance factor <math>\gamma_{M1} = 1,000</math>                      Perforated cross-section resistance factor <math>\gamma_{M2} = 1,250</math></p> <p><b>Section I(IPN) 360</b>  <b>Material: EN 10025 : Fe 360</b></p>
<p><b>Internal forces in system of cross-section coordinates</b>                      Load with maximal utilization                      Zat. případ 1                      N = 0,000 kN                      V<sub>z</sub> = 200,700 kN                      V<sub>y</sub> = 0,000 kN                      T<sub>t</sub> = 0,000 kNm                      T<sub>ω</sub> = 0,000 kNm</p> <p style="margin-left: 100px;">M<sub>y</sub> = 161,950 kNm                      M<sub>z</sub> = 0,000 kNm                      B = 0,000 kNm<sup>2</sup></p>	<p><b>Buckling parameters</b>                      Length: 8,000 m                      L<sub>z</sub> = 8,000 m                      L<sub>y</sub> = 8,000 m                      L<sub>ω</sub> = 8,000 m</p>
<p><b>Results</b>  <b>Decisive load:</b> Zat. případ 1  <b>Cross-section class:</b> 1  <b>Check of shear due to shear force V<sub>z</sub>:</b>                      200,700 kN &lt; 662,580 kN <b>Pass</b>                      Internal forces: N = 0,000 kN; M<sub>y</sub> = 161,950 kNm; M<sub>z</sub> = 0,000 kNm  <b>Critical combination check: simple tension and bending moment:</b>                      Resistances: M<sub>y,R</sub> = 298,829 kNm                        0,000 + 0,542 + 0,000   =   0,542   &lt; 1 <b>Pass</b></p> <p>Member slenderness: 275,7</p> <p><b>Section ok</b></p>	
<p><b>PASS</b></p>	

## 4.2 Милански стени

Оценката на строителните ями е била извършена в общо 12 строителни фази. За прегледно по-долу са посочени само решаващите строителни фази.



### Input anchors

Number	New anchor	Depth z [m]	Length l [m]	Root l <sub>k</sub> [m]	Slope α [°]	Spacing b [m]
1	NO	3,00	15,00	8,00	10,00	3,00
2	NO	12,50	25,00	15,00	10,00	2,50
3	NO	17,50	25,00	15,00	10,00	2,50
4	NO	22,50	25,00	15,00	10,00	2,50

Number	Diameter d [mm]	Area A [mm <sup>2</sup> ]	Modulus E [MPa]	Post-stressing	Force F [kN]
1	32,9		210000,00		762,17
2	38,0		210000,00		1140,38
3	38,0		210000,00		1143,37
4	38,0		210000,00		1048,31

### Analysis results (Stage of construction 12)

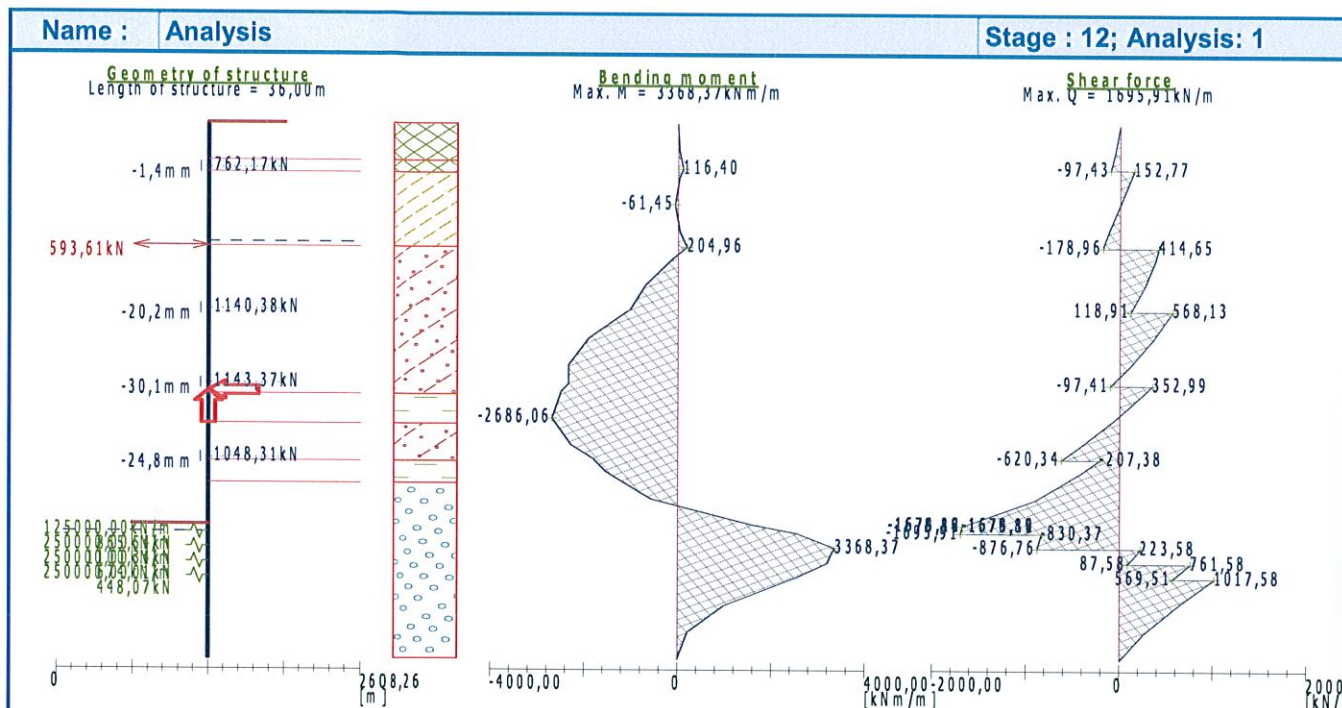
Maximum shear force = 1695,91 kN/m  
 Maximum moment = 3368,37 kNm/m  
 Maximum displacement = 30,3 mm

### Reactions in supports

Number	Depth [m]	Displacement [mm]	Reaction [kN]
1	27,50	-6,3	865,54
2	28,50	-4,6	1100,34
3	29,50	-3,6	674,01
4	30,50	-3,2	448,07

**Anchors forces**

Number	Depth [m]	Displacement [mm]	Anchor force [kN]
1	3,00	-1,4	762,17
2	12,50	-20,2	1140,38
3	17,50	-30,1	1143,37
4	22,50	-24,8	1048,31



**Миланска стена**

Member type: slab  
Environment: X0  
Concrete : C 30/37  
 $f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$ ;  $f_{ct} = 2,9 \text{ MPa}$ ;  $E_{cm} = 33000,0 \text{ MPa}$   
Longitudinal steel : B500 ( $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$ )  
Transverse steel : B500 ( $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$ )  
**Buckling**  
Buckling not considered  
Reinforcement in compression considered.  
**Ties**  
Profile: 12,0 mm; Distance: 0,30 m; Legs: 4

**Check of min and max reinforcement level**  
Slab (reinforcement in tension - min, total reinforcement - max):  
 $p_{s,t} = 0,00709 \geq p_{s,min} = 0,00151 \Rightarrow \text{PASS}$   
 $p_s = 0,0134 \leq p_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{PASS}$

**Shear reinforcement ratio**  
 $p_{w,min} = 876 \cdot 10^{-6} \leq p_w = 0,00151 \Rightarrow \text{PASS}$   
Max stirrup spacing  $s_{l,max} = 0,40 \text{ m} \Rightarrow \text{PASS}$   
Max stirrup legs spacing  $s_{t,max} = 1,70 \text{ m}$

**Check of ultimate limit state**

no.	Name	$N_{Ed}$ [kN]	$N_{Rd}$ [kN]	$V_{Edz}$ [kN]	$V_{Rdz}$ [kN]	$M_{Edy}$ [kNm]	$M_{Rdy}$ [kNm]	Check
1	Zat. prípad 1	-1461,50	-23232,79	0,00	0,00	-3664,50	-4682,72	Pass
2	Zat. prípad 2	-1487,00	-21000,56	1695,91	1757,06	-4547,30	-4694,91	Pass

Ultimate limit state (bent-up bar, shear) PASS

## 5. ОЦЕНКА НА КОНСТРУКЦИЯТА

### 5.1 Вътрешни сили

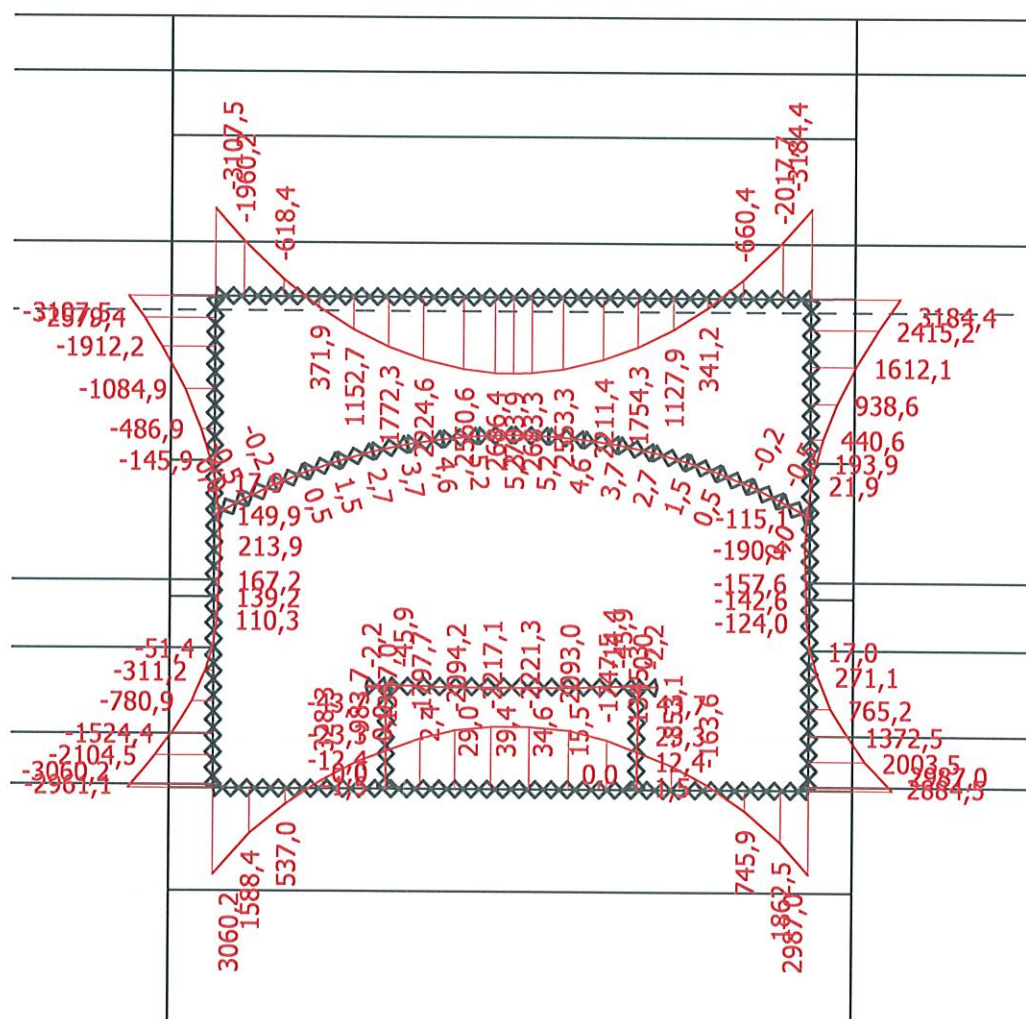
Статични изчисления са били извършени за всички решаващи напречни сечения на изкопания тунел и рампата. За прегледност е посочено само решаващото напречно сечение с дължина 1,0 м.

Изчисленията предполагат комплексен пренос на натоварването от земния натиск на окончателната конструкция на станцията, следователно без взаимно въздействие на подземните стени.

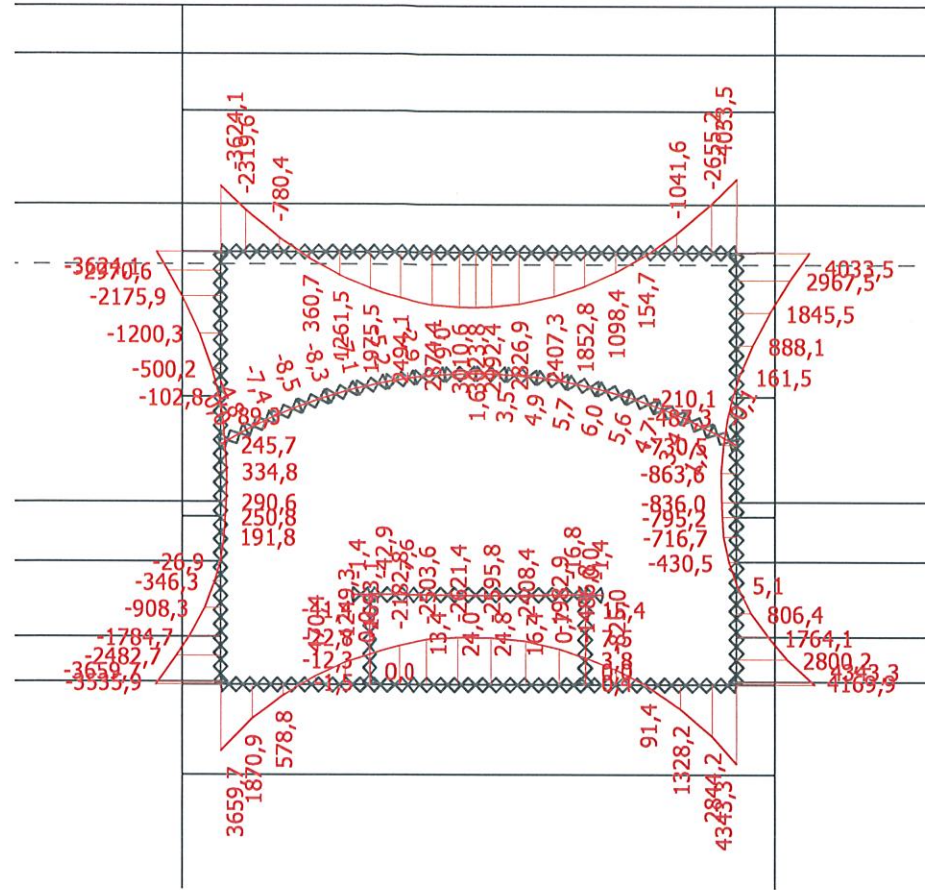
Освен това е посочено и развитието на вътрешните сили в конструкцията, определени в програмата Fine Geo 5.

### 5.2 Издълбана станция

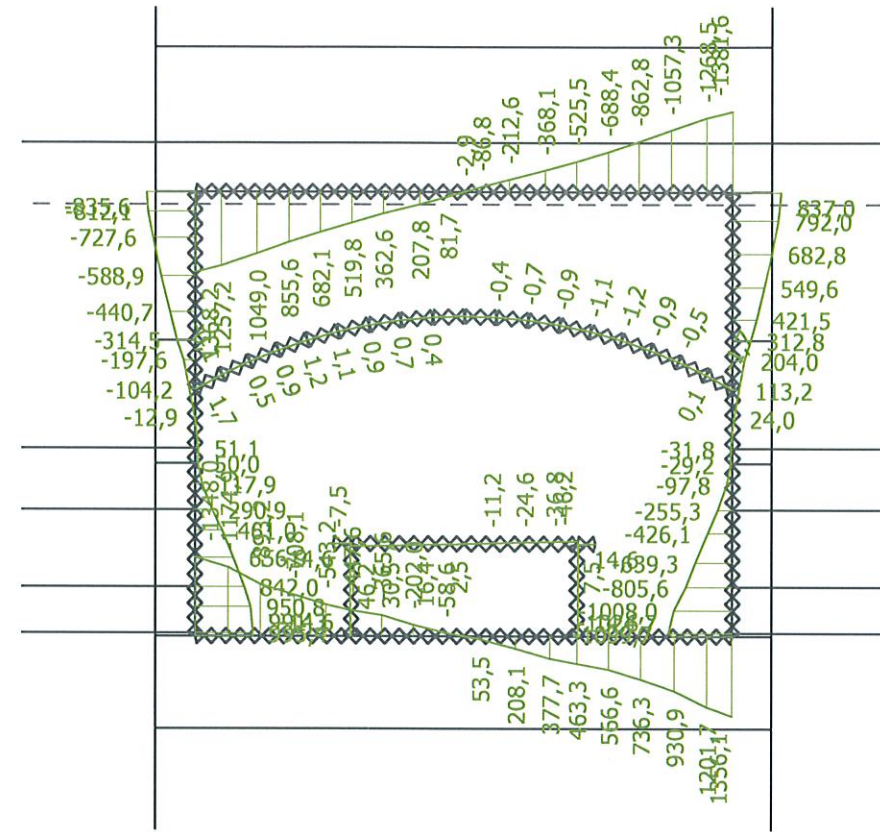
$M_{y,d}$  [kNm] – ULS



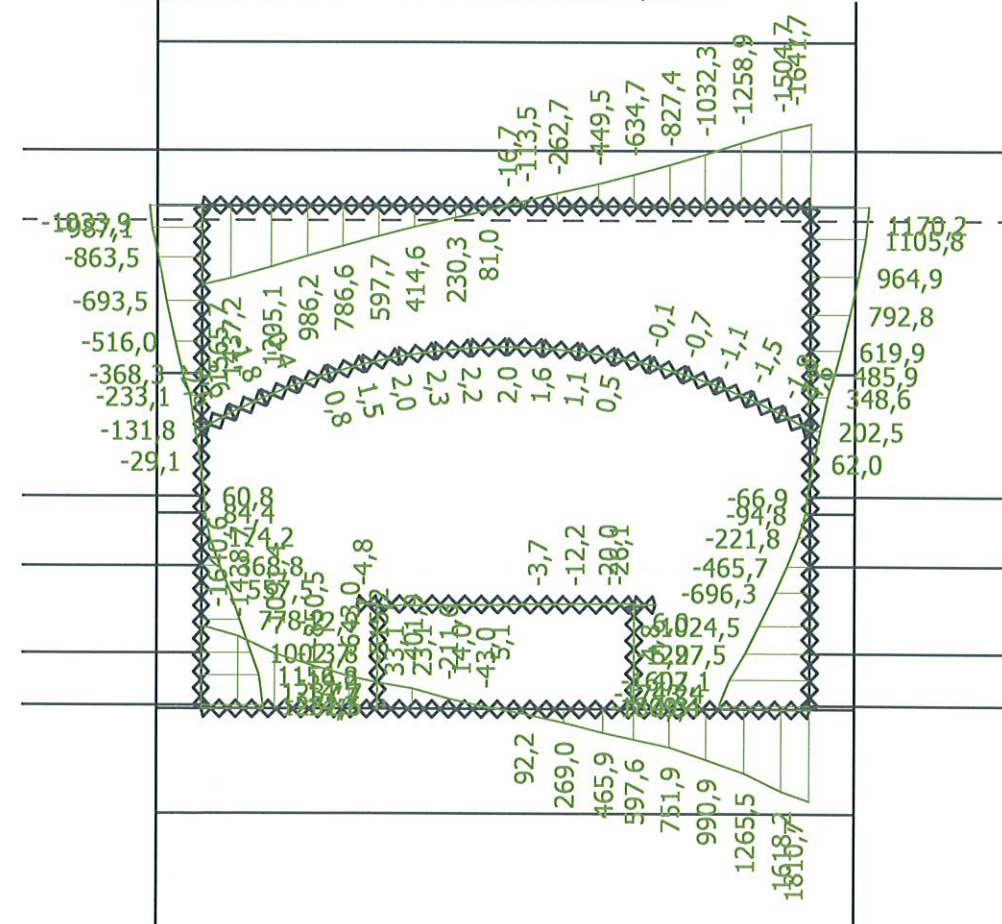
*M<sub>y,d, seism</sub> [kNm] - ULS - сеизмично натоварване*



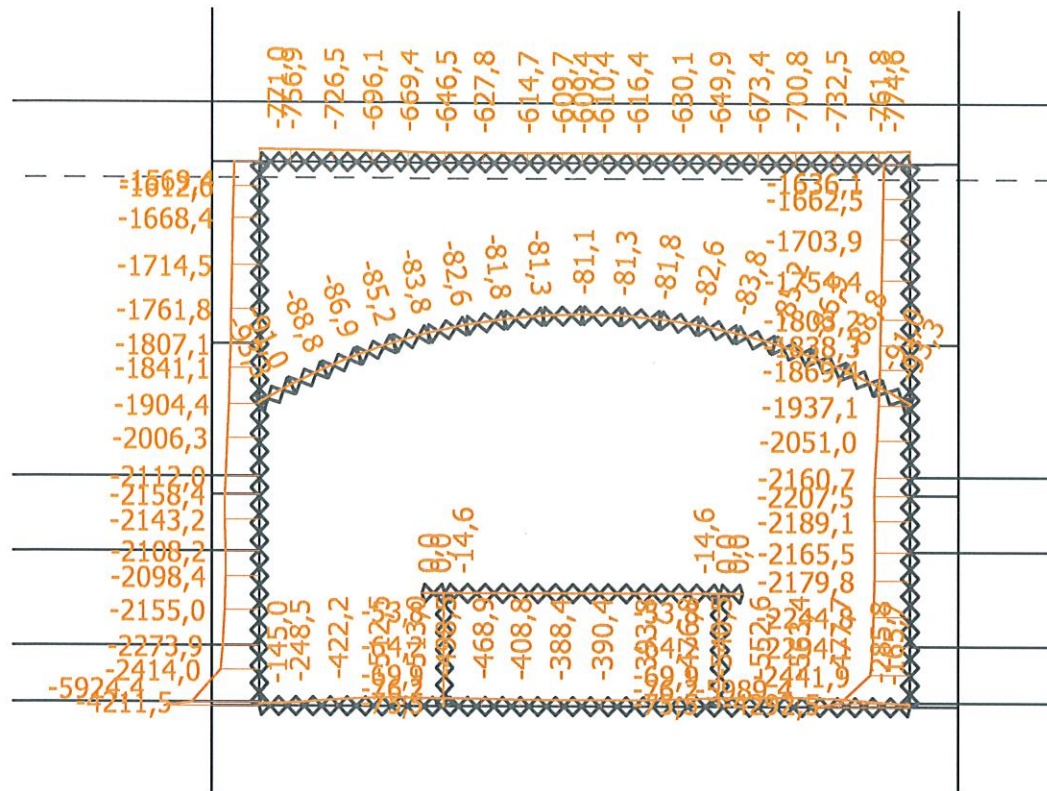
*V<sub>z,d</sub> [kN] - ULS*



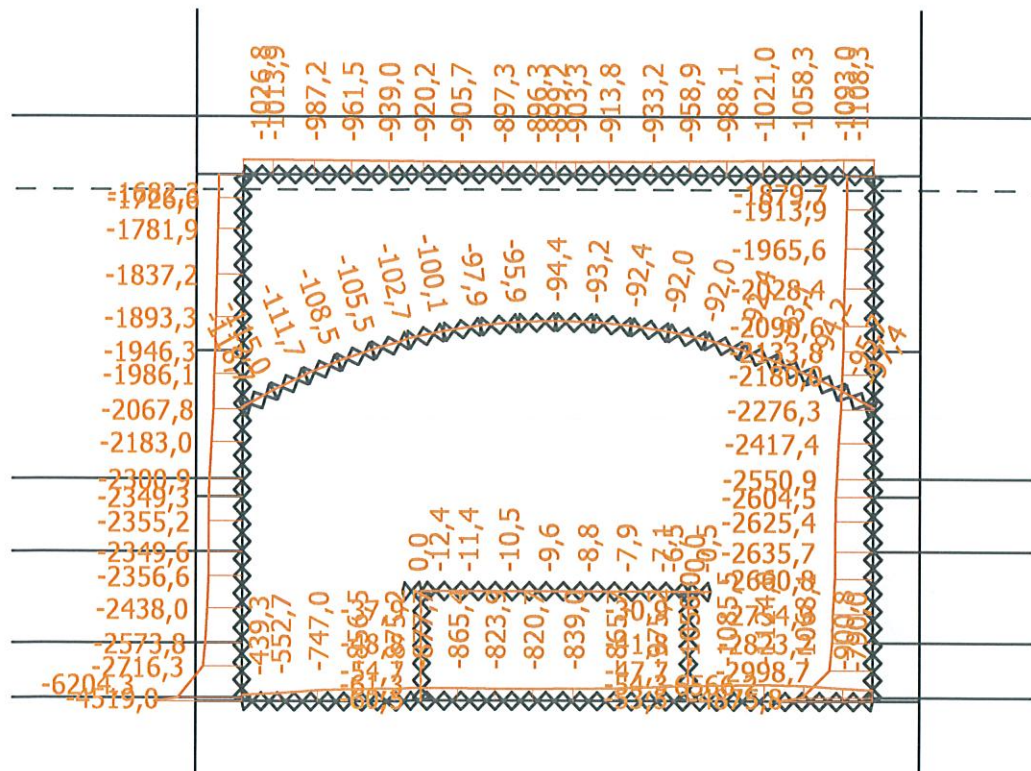
*V<sub>z,d, seism</sub> [kN] - ULS - сеизмично натоварване*



*N<sub>x,d</sub> [kN] - ULS*



$N_{x,d, seism}$  [kN] - ULS – сеизмично натоварване



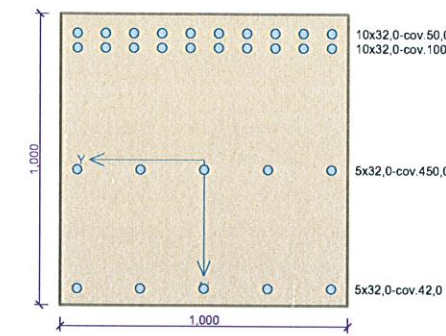
### 5.3 Оценка на решаващите сечения

Вътрешни сили – Характерни натоварвания							
станция 19		Комбинация постоянни + случайни			Комбинация постоянни + земетресение		
		M	N	V	M	N	V
		kNm	kN	kN	kNm	kN	kN
Таванна плоча	Ъгъл	-3 184	-775	-1 382	-4 034	-1 108	-1 642
	Среда	2 704	-609	0	3 024	-899	-17
Стена	До тавана	-3 184	-1 636	837	-4 034	-1 880	1 170
	Среда	214	-2 051	-29	864	-2 551	-67
	До осн. плоча	-3 060	-2 442	-1 008	-4 343	-2 999	-1 602
Основна плоча	Ъгъл	3 060	-145	-1 348	4 343	-790	1 811
	Среда	-2 221	-390	-59	-2 621	-821	-43

Вътрешни сили – Проектно натоварване		
станция 19	Комбинация постоянни +	Комбинация постоянни +

		случайни			земетресение		
		M	N	V	M	N	V
		kNm	kN	kN	kNm	kN	kN
Таванна плоча	Ъгъл	-4 299	-1 046	-1 865	-5 148	-1 379	-2 125
	Среда	3 650	-823	0	3 970	-1 112	-17
Стена	До тавана	-4 299	-2 209	1 130	-5 148	-2 452	1 463
	Среда	289	-2 769	-39	938	-3 269	-77
	До осн. плоча	-4 131	-3 297	-1 361	-5 414	-3 853	-1 955
Основна плоча	Ъгъл	4 131	-196	-1 820	5 414	-841	1 339
	Среда	-2 999	-527	-79	-3 399	-957	-64

**the ceiling at the wall**



Member type: slab  
 Environment: X0  
**Concrete : C 50/60**  
 $f_{ck} = 50,0 \text{ MPa}$ ;  $f_{ct} = 4,1 \text{ MPa}$ ;  $E_{cm} = 37000,0 \text{ MPa}$   
**Longitudinal steel : B500** ( $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$ )  
**Transverse steel : B500** ( $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$ )  
**Buckling**  
 Buckling not considered  
 Reinforcement in compression considered.  
**Ties**  
 Profile: 12,0 mm; Distance: 0,30 m; Legs: 4  
**Bent-up bars**  
 Profile: 32,0 mm; Count: 1; Pitch: 45,00 °; Distance: 0,50 m

**Check of min and max reinforcement level**

Slab (reinforcement in tension - min, total reinforcement - max):  
 $\rho_{s,t} = 0,0177 \geq \rho_{s,min} = 0,00213 \Rightarrow \text{PASS}$   
 $\rho_s = 0,0241 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{PASS}$

**Shear reinforcement ratio**

$\rho_{w,min} = 0,00113 \leq \rho_w = 0,00378 \Rightarrow \text{PASS}$   
 Max stirrup spacing  $s_{l,max} = 0,40 \text{ m} \Rightarrow \text{PASS}$   
 Max stirrup legs spacing  $s_{t,max} = 1,36 \text{ m}$   
 Max bent-up spacing  $s_{b,max} = 0,91 \text{ m} \Rightarrow \text{PASS}$

**Check of ultimate limit state**

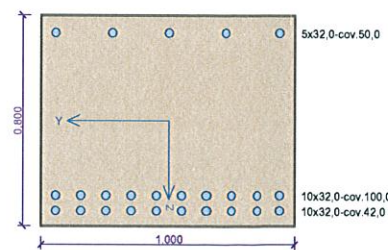
no.	Name	$N_{Ed}$ [kN]	$N_{Rd}$ [kN]	$V_{Edz}$ [kN]	$V_{Rdz}$ [kN]	$M_{Edy}$ [kNm]	$M_{Rdy}$ [kNm]	Check
1	Zat. prípad 1	-1046,00	-25928,22	-1865,00	-2409,48	-4299,00	-6608,67	Pass
2	Zat. prípad 2	-1379,00	-22598,89	-2125,00	-2415,82	-5148,00	-6664,93	Pass

Ultimate limit state (bent-up bar, shear) **PASS**

**Overall section check PASS**

**5.3.1 Гранично състояние на издръжливост – Издълбан тунел**

**middle of the ceiling**



Member type: slab  
 Environment: X0  
**Concrete : C 50/60**  
 $f_{ck} = 50,0 \text{ MPa}$ ;  $f_{ct} = 4,1 \text{ MPa}$ ;  $E_{cm} = 37000,0 \text{ MPa}$   
**Longitudinal steel : B500** ( $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$ )  
**Transverse steel : B500** ( $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$ )  
**Buckling**  
 Buckling not considered  
 Reinforcement in compression considered.  
 Section without shear reinforcement.

**Check of min and max reinforcement level**

Slab (reinforcement in tension - min, total reinforcement - max):  
 $\rho_{s,t} = 0,0226 \geq \rho_{s,min} = 0,00213 \Rightarrow \text{PASS}$   
 $\rho_s = 0,0251 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{PASS}$

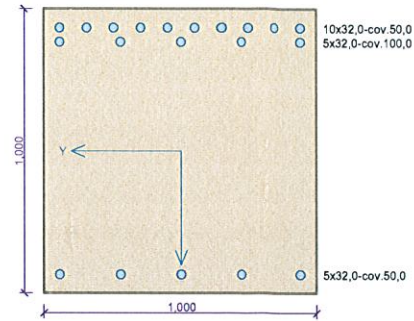
**Check of ultimate limit state**

no.	Name	$N_{Ed}$ [kN]	$N_{Rd}$ [kN]	$V_{Edz}$ [kN]	$V_{Rdz}$ [kN]	$M_{Edy}$ [kNm]	$M_{Rdy}$ [kNm]	Check
1	Zat. prípad 1	-823,00	-16057,36	0,00	0,00	3650,00	4665,14	Pass
2	Zat. prípad 2	-1112,00	-14401,79	-17,00	-775,28	3970,00	4721,92	Pass

Ultimate limit state (bent-up bar, shear) **PASS**

**Overall section check PASS**

**section of the wall 1**



Member type: slab  
 Environment: X0  
**Concrete : C 50/60**  
 $f_{ck} = 50,0 \text{ MPa}$ ;  $f_{ct} = 4,1 \text{ MPa}$ ;  $E_{cm} = 37000,0 \text{ MPa}$   
**Longitudinal steel : B500** ( $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$ )  
**Transverse steel : B500** ( $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$ )  
**Buckling**  
 Buckling not considered  
 Reinforcement in compression considered.  
**Ties**  
 Profile: 12,0 mm; Distance: 0,30 m; Legs: 5

**Check of min and max reinforcement level**

Slab (reinforcement in tension - min, total reinforcement - max):  
 $\rho_{s,t} = 0,0132 \geq \rho_{s,min} = 0,00213 \Rightarrow \text{PASS}$   
 $\rho_s = 0,0161 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{PASS}$

**Shear reinforcement ratio**

$\rho_{w,min} = 0,00113 \leq \rho_w = 0,00188 \Rightarrow \text{PASS}$   
 Max stirrup spacing  $s_{i,max} = 0,40 \text{ m} \Rightarrow \text{PASS}$   
 Max stirrup legs spacing  $s_{t,max} = 1,40 \text{ m}$

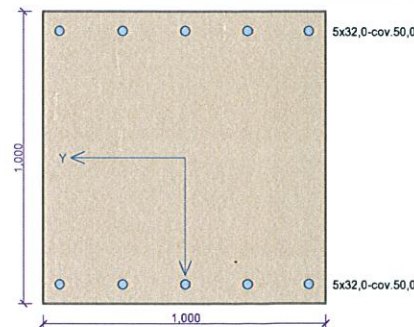
**Check of ultimate limit state**

no.	Name	$N_{Ed}$ [kN]	$N_{Rd}$ [kN]	$V_{Edz}$ [kN]	$V_{Rdz}$ [kN]	$M_{Edy}$ [kNm]	$M_{Rdy}$ [kNm]	Check
1	Zat. prípad 1	-2209,00	-24390,33	1130,00	1707,75	-4299,00	-5359,02	Pass
2	Zat. prípad 2	-2452,00	-21008,30	1463,00	1701,59	-5148,00	-5432,47	Pass

Ultimate limit state (bent-up bar, shear) PASS

Overall section check PASS

**section of the wall 2**



Member type: slab  
 Environment: X0  
**Concrete : C 50/60**  
 $f_{ck} = 50,0 \text{ MPa}$ ;  $f_{ct} = 4,1 \text{ MPa}$ ;  $E_{cm} = 37000,0 \text{ MPa}$   
**Longitudinal steel : B500** ( $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$ )  
**Transverse steel : B500** ( $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$ )  
**Buckling**  
 Buckling not considered  
 Reinforcement in compression considered.  
**Ties**  
 Profile: 12,0 mm; Distance: 0,30 m; Legs: 4

**Check of min and max reinforcement level**

Slab (reinforcement in tension - min, total reinforcement - max):  
 $\rho_{s,t} = 0,00431 \geq \rho_{s,min} = 0,00213 \Rightarrow \text{PASS}$   
 $\rho_s = 0,00804 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{PASS}$

**Shear reinforcement ratio**

$\rho_{w,min} = 0,00113 \leq \rho_w = 0,00151 \Rightarrow \text{PASS}$   
 Max stirrup spacing  $s_{i,max} = 0,40 \text{ m} \Rightarrow \text{PASS}$   
 Max stirrup legs spacing  $s_{t,max} = 1,40 \text{ m}$

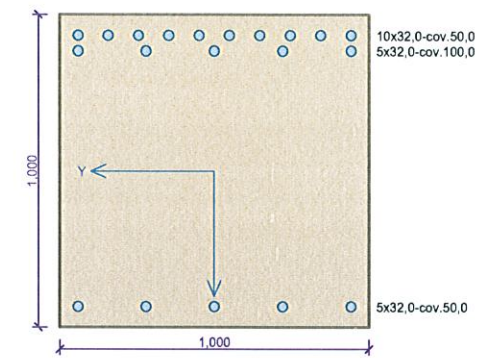
**Check of ultimate limit state**

no.	Name	$N_{Ed}$ [kN]	$N_{Rd}$ [kN]	$V_{Edz}$ [kN]	$V_{Rdz}$ [kN]	$M_{Edy}$ [kNm]	$M_{Rdy}$ [kNm]	Check
1	Zat. prípad 1	-2769,00	-36135,96	-39,00	-1440,74	289,00	2823,28	Pass
2	Zat. prípad 2	-3269,00	-34534,57	-77,00	-1434,42	938,00	3019,64	Pass

Ultimate limit state (bent-up bar, shear) PASS

Overall section check PASS

**section of the wall 3**



Member type: slab  
 Environment: X0  
**Concrete : C 50/60**  
 $f_{ck} = 50,0 \text{ MPa}$ ;  $f_{ct} = 4,1 \text{ MPa}$ ;  $E_{cm} = 37000,0 \text{ MPa}$   
**Longitudinal steel : B500** ( $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$ )  
**Transverse steel : B500** ( $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$ )  
**Buckling**  
 Buckling not considered  
 Reinforcement in compression considered.  
**Ties**  
 Profile: 12,0 mm; Distance: 0,30 m; Legs: 4  
**Bent-up bars**  
 Profile: 32,0 mm; Count: 1; Pitch: 45,00 °; Distance: 0,50 m

**Check of min and max reinforcement level**

Slab (reinforcement in tension - min, total reinforcement - max):  
 $\rho_{s,t} = 0,0132 \geq \rho_{s,min} = 0,00213 \Rightarrow \text{PASS}$   
 $\rho_s = 0,0161 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{PASS}$

**Shear reinforcement ratio**

$\rho_{w,min} = 0,00113 \leq \rho_w = 0,00378 \Rightarrow \text{PASS}$   
 Max stirrup spacing  $s_{i,max} = 0,40 \text{ m} \Rightarrow \text{PASS}$   
 Max stirrup legs spacing  $s_{t,max} = 1,40 \text{ m}$   
 Max bent-up spacing  $s_{b,max} = 0,93 \text{ m} \Rightarrow \text{PASS}$

**Check of ultimate limit state**

no.	Name	$N_{Ed}$ [kN]	$N_{Rd}$ [kN]	$V_{Edz}$ [kN]	$V_{Rdz}$ [kN]	$M_{Edy}$ [kNm]	$M_{Rdy}$ [kNm]	Check
1	Zat. prípad 1	-3297,00	-24998,73	-1361,00	-2762,40	-4131,00	-5676,25	Pass
2	Zat. prípad 2	-3853,00	-19832,52	-1955,00	-2956,39	-5414,00	-5826,34	Pass

Ultimate limit state (bent-up bar, shear) PASS

Overall section check PASS



**МЕТРО СОФИЯ - ТРЕТИ ДИАМЕТЪР: КОНСТРУКЦИИ**

**cut the base plate 1**

Member type: slab  
Environment: X0  
Concrete : C 50/60  
 $f_{ck} = 50,0 \text{ MPa}$ ;  $f_{ct} = 4,1 \text{ MPa}$ ;  $E_{cm} = 37000,0 \text{ MPa}$   
Longitudinal steel : B500 ( $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$ )  
Transverse steel : B500 ( $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$ )  
Buckling  
Buckling not considered  
Reinforcement in compression considered.  
Ties  
Profile: 12,0 mm; Distance: 0,30 m; Legs: 4  
Bent-up bars  
Profile: 32,0 mm; Count: 1; Pitch: 45,00 °; Distance: 0,50 m

**Check of min and max reinforcement level**  
Slab (reinforcement in tension - min, total reinforcement - max):  
 $\rho_{s,t} = 0,0177 \geq \rho_{s,min} = 0,00213 \Rightarrow \text{PASS}$   
 $\rho_s = 0,0201 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{PASS}$   
**Shear reinforcement ratio**  
 $\rho_{w,min} = 0,00113 \leq \rho_w = 0,00378 \Rightarrow \text{PASS}$   
Max stirrup spacing  $s_{l,max} = 0,40 \text{ m} \Rightarrow \text{PASS}$   
Max stirrup legs spacing  $s_{t,max} = 1,40 \text{ m}$   
Max bent-up spacing  $s_{b,max} = 0,93 \text{ m} \Rightarrow \text{PASS}$   
**Check of ultimate limit state**

no.	Name	$N_{Ed}$ [kN]	$N_{Rd}$ [kN]	$V_{Edz}$ [kN]	$V_{Rdz}$ [kN]	$M_{Edy}$ [kNm]	$M_{Rdy}$ [kNm]	Check
1	Zat. prípad 1	-196,00	-25006,17	-1820,00	-2790,50	-4131,00	-5967,77	Pass
2	Zat. prípad 2	-841,00	-20151,18	1339,00	2763,87	-5414,00	-6160,25	Pass

Ultimate limit state (bent-up bar, shear) PASS  
**Overall section check PASS**

**cut the base plate 2**

Member type: slab  
Environment: X0  
Concrete : C 50/60  
 $f_{ck} = 50,0 \text{ MPa}$ ;  $f_{ct} = 4,1 \text{ MPa}$ ;  $E_{cm} = 37000,0 \text{ MPa}$   
Longitudinal steel : B500 ( $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$ )  
Transverse steel : B500 ( $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$ )  
Buckling  
Buckling not considered  
Reinforcement in compression considered.  
Ties  
Profile: 12,0 mm; Distance: 0,30 m; Legs: 4

**Check of min and max reinforcement level**  
Slab (reinforcement in tension - min, total reinforcement - max):  
 $\rho_{s,t} = 0,0151 \geq \rho_{s,min} = 0,00213 \Rightarrow \text{PASS}$   
 $\rho_s = 0,0281 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{PASS}$   
**Shear reinforcement ratio**  
 $\rho_{w,min} = 0,00113 \leq \rho_w = 0,00151 \Rightarrow \text{PASS}$   
Max stirrup spacing  $s_{l,max} = 0,40 \text{ m} \Rightarrow \text{PASS}$   
Max stirrup legs spacing  $s_{t,max} = 1,36 \text{ m}$   
**Check of ultimate limit state**

no.	Name	$N_{Ed}$ [kN]	$N_{Rd}$ [kN]	$V_{Edz}$ [kN]	$V_{Rdz}$ [kN]	$M_{Edy}$ [kNm]	$M_{Rdy}$ [kNm]	Check
1	Zat. prípad 1	-527,00	-41275,78	-79,00	-1212,56	2999,00	4249,21	Pass
2	Zat. prípad 2	-957,00	-40139,45	-64,00	-1205,06	3399,00	4416,26	Pass

Ultimate limit state (bent-up bar, shear) PASS  
**Overall section check PASS**

**5.4 Деформации**

Деформация  $u_z$  [mm] - quasi-permanent comb.:

$$u_{z,max} = -53\text{mm} = 1/358 L < u_{z,lim} = 1/250 L = 1/250 \cdot 19000 \text{ mm} = 76\text{mm}$$

**ОГЪВАНЕТО НА КОНСТРУКЦИЯТА УДОВЛЕТВОРЯВА**

**5.5 Устойчивост на конструкцията против въздействията на подемната сила на водата**

Минимална резултатна на вертикалното натоварване на фундамента (EQU):  $R_{z,d,min} = 3,8\text{MN}$

Дълбочина на фундамента под терена  $z_0 = 21,0 \text{ m}$

Подемна сила на водата:  $F_{z,w,d,max} = 2,8 \text{ MN}$

Заклучение EQU:  $R_{z,d,min} = 3,8 \text{ MN} > F_{z,w,d,max} = 2,8 \text{ MN}$

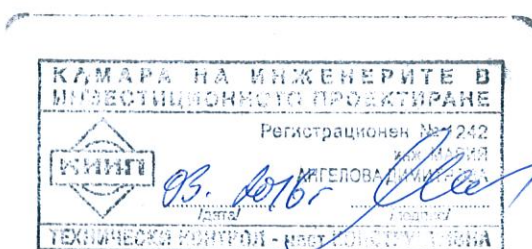
**УСТОЙЧИВОСТТА НА КОНСТРУКЦИЯТА УДОВЛЕТВОРЯВА**

**6. ИЗПОЛЗВАНИ НОРМИ И ПРАВИЛНИЦИ**

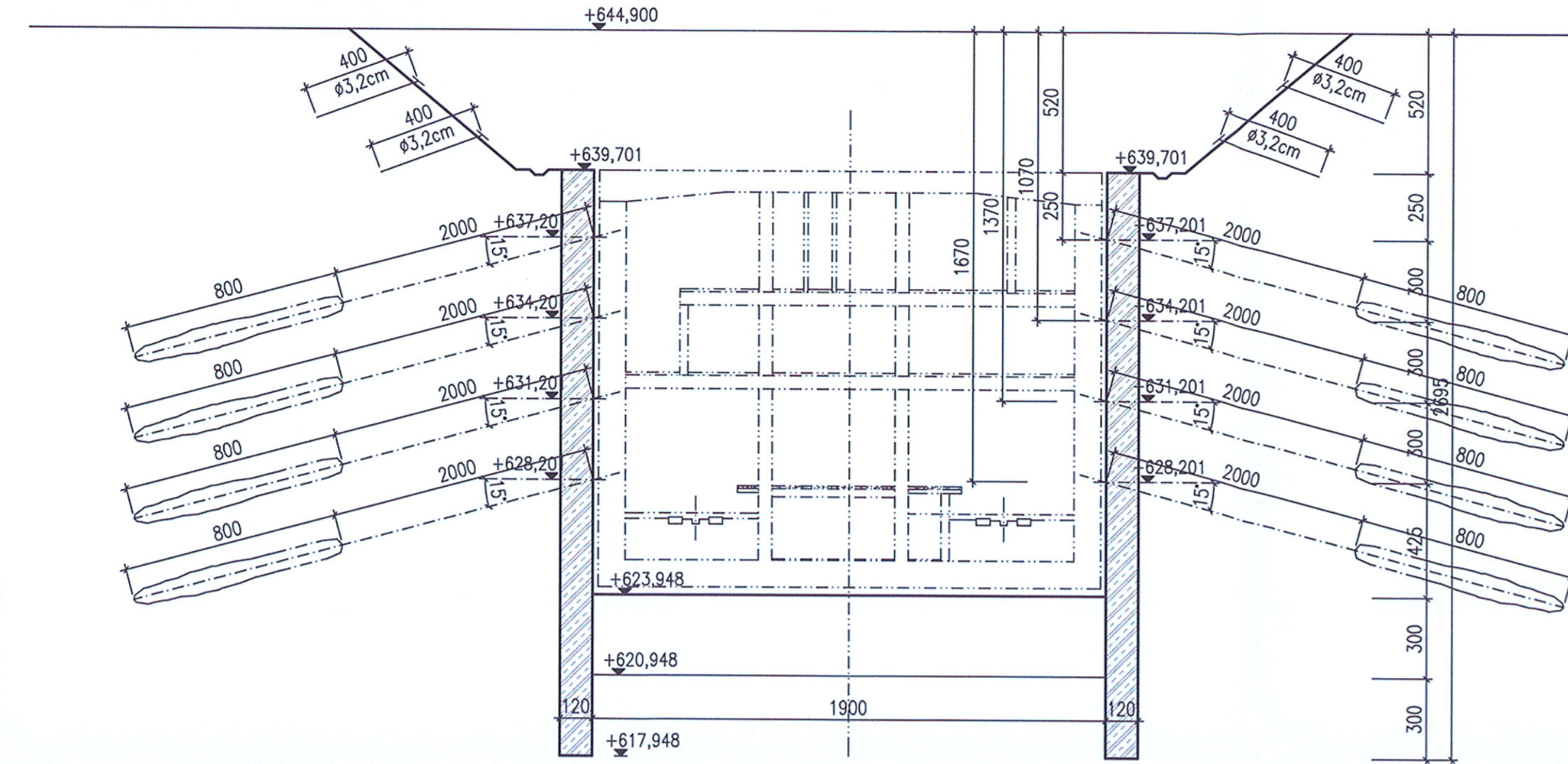
- БДС EN 1990 ОСНОВИ НА ПРОЕКТИРАНЕТО НА СТРОИТЕЛНИТЕ КОНСТРУКЦИИ
- БДС EN 1991 ВЪЗДЕЙСТВИЯ ВЪРХУ СТРОИТЕЛНИТЕ КОНСТРУКЦИИ
- БДС EN 1997 ГЕОТЕХНИЧЕСКО ПРОЕКТИРАНЕ
- БДС EN 1998 ПРОЕКТИРАНЕ НА КОНСТРУКЦИИТЕ ЗА СЕИЗМИЧНИ ВЪЗДЕЙСТВИЯ
- НАРЕДБА № РД-02-20-2 за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони, МИНИСТЕРСТВО НА РЕГИОНАЛНОТО РАЗВИТИЕ И БЛАГОУСТРОЙСТВОТО; I/2012

**7. ЗАКЛЮЧЕНИЕ**

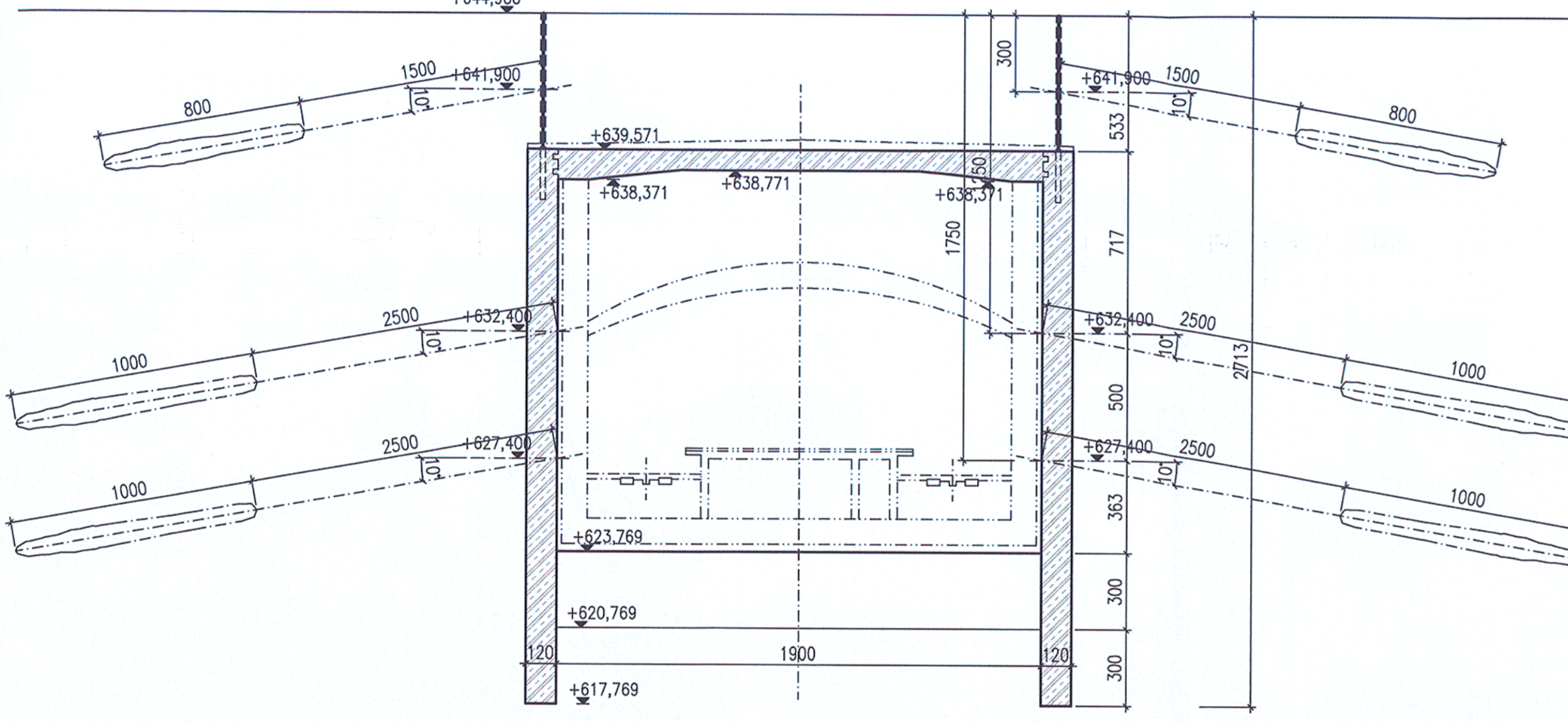
Всички части на конструкцията са приемливи във всички изпитвани състояния. Следователно конструкцията като цяло **УДОВЛЕТВОРЯВА**.



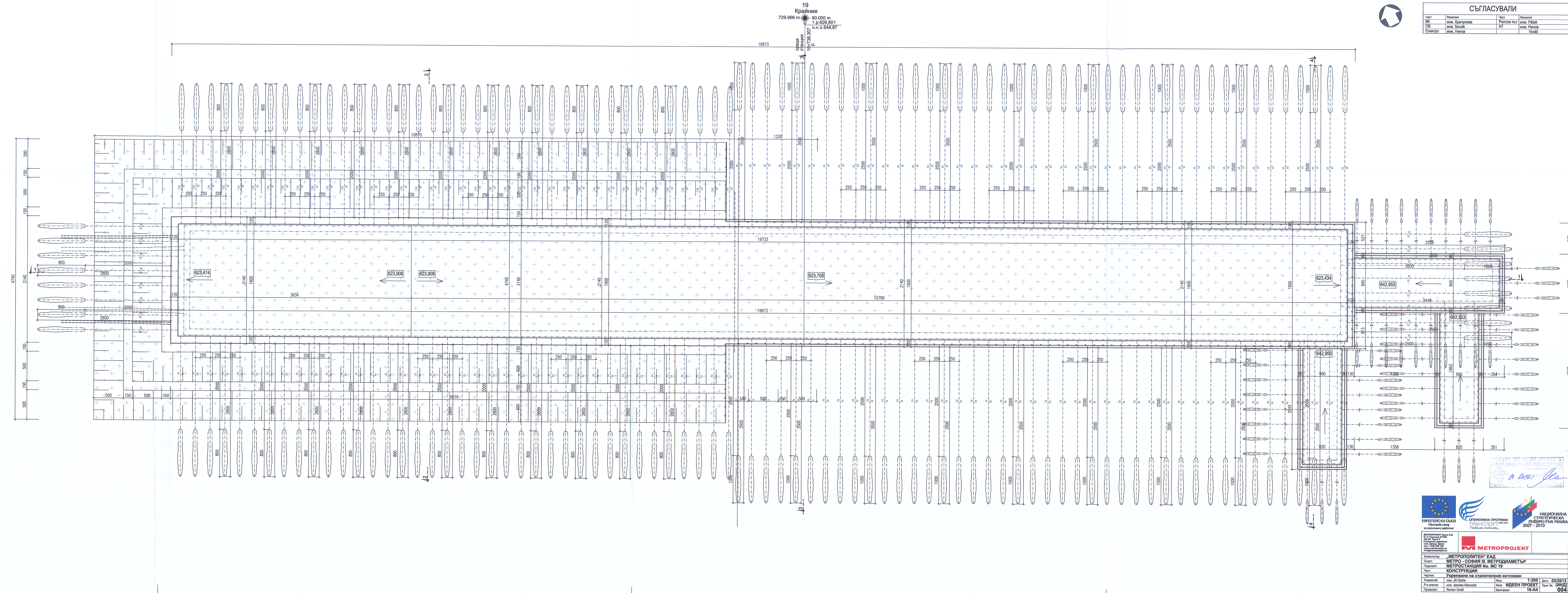
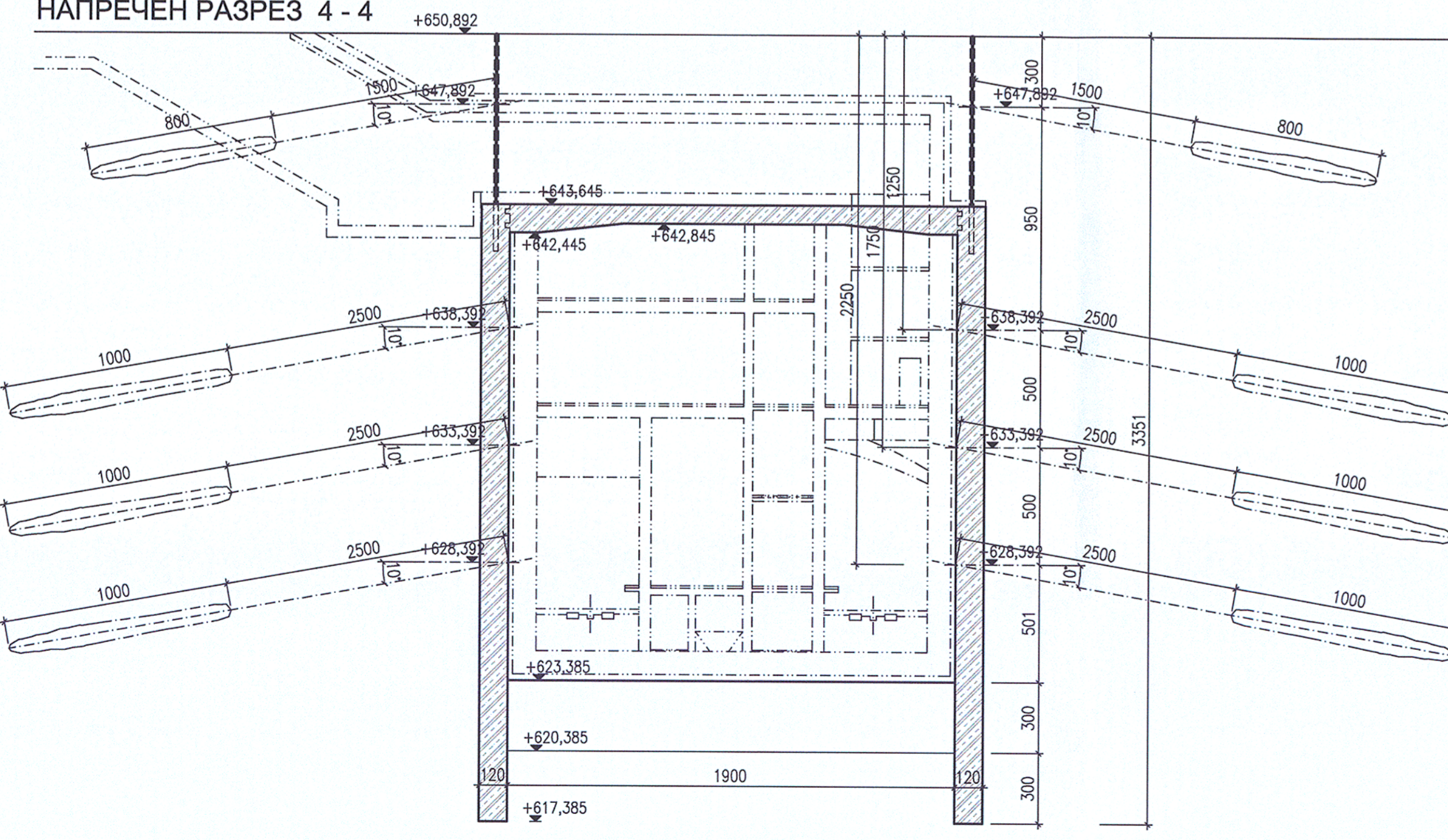
НАПРЕЧЕН РАЗРЕЗ 2 - 2



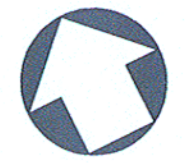
НАПРЕЧЕН РАЗРЕЗ 3 - 3



НАПРЕЧЕН РАЗРЕЗ 4 - 4



19  
Крайния  
80.000 м  
729.966 м  
Т.д. 626,801  
н.н.з. 644,87



СЪГЛАСУВАЛИ			
Част	Функция	Част	Функция
ВК	инж. Крумова	РП	инж. Райков
ОВ	инж. Новик	АТ	инж. Никол
Електро	инж. Пенев		Венев

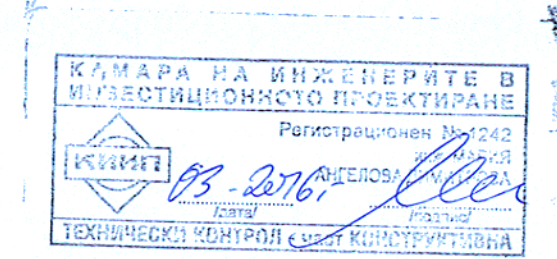
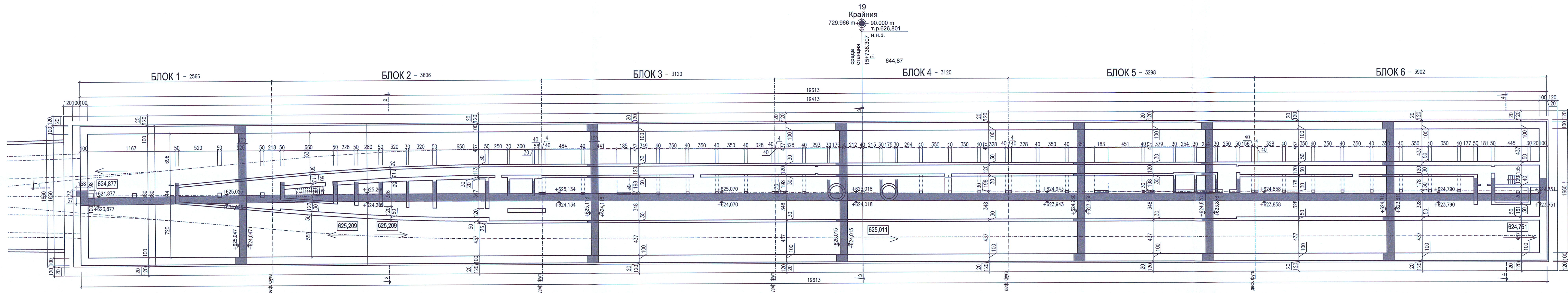


Инвеститор: **МЕТРОПОЛИТЕН ЕАД**  
 Проект: **МЕТРО - СОФИЯ II. МЕТРОДИАМЕТЪР**  
 Обект: **МЕТРОСТАНЦИЯ No. МС 19**  
 Вид на проект: **КОНСТРУКЦИИ**  
 Местоположение: **Управление на строителния котлован**  
 Уровнен: инж. ДИ СТЕВ  
 Ръководител: инж. Димитър КИРОВСКИ  
 Проектант: **ИДЕЕН ПРОЕКТ**  
 Метростанция No. МС 19  
 Конструкция  
 Управление на строителния котлован  
 инж. ДИ СТЕВ  
 инж. Димитър КИРОВСКИ  
 ИДЕЕН ПРОЕКТ  
 1:200  
 03/2013  
 Прен. № (ИИД) 16-А4 004



### СЪГЛАСУВАЛИ

Част	Фамилия	Част	Фамилия
ВК	инж. Крачунова	Релсов път	инж. Рáтек
ОВ	инж. Novák	АТ	инж. Нинов
Електро	инж. Нинов		Voráč



ЕВРОПЕЙСКИ СЪЮЗ  
Европейски фонд  
за регионално развитие



ОПЕРАТИВНА ПРОГРАМА  
ТРАНСПОРТ  
По-близко, по-бързо...

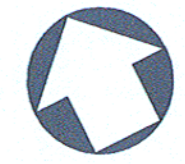


НАЦИОНАЛНА  
СТРАТЕГИЧЕСКА  
РЕФЕРЕНТНА РАМКА  
2007 - 2013

МЕТРОПРОЕКТ Плана АД  
и. П. Пълнова 21/196  
120 00 Плана 2  
Генерален директор:  
инж. Данаил Крачунов  
телеф.: +359 298 103  
www.metroprojekt.cz  
info@metroprojekt.cz

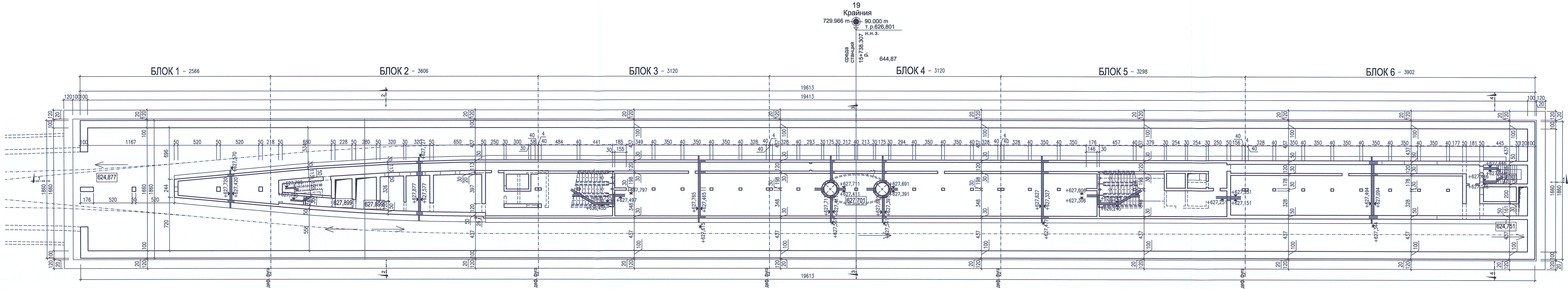


Инвеститор:	"МЕТРОПОЛИТЕН" ЕАД		
Обект:	МЕТРО - СОФИЯ III. МЕТРОДИАМЕТЪР		
Подобект:	МЕТРОСТАНЦИЯ No. МС 19		
Част:	КОНСТРУКЦИИ		
Чертеж:	Котражен план основната плща		
Управител	инж. Лили Улева	Масщ:	1:200
Р.л. отдел	инж. Javoroslav Kásovský	Фаза:	ИДЕЕН ПРОЕКТ
Проектант	Roman Voráč	Брой форми:	6-А4
		Дата:	03/2013
		Проп. №:	(Инд) 005



### СЪГЛАСУВАЛИ

Част	Фамилия	Част	Фамилия
ВК	инж. Крачунова	Релсов път	инж. Радек
ОВ	инж. Новак	АТ	инж. Нинов
Електро	инж. Нинов		Ворач



ЕВРОПЕЙСКИ СЪЮЗ  
Европейски фонд  
за регионално развитие

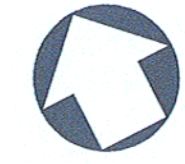


НАЦИОНАЛНА  
СТРАТЕГИЧЕСКА  
РЕФЕРЕНТНА РАМКА  
2007 - 2013

МЕТРОПРОЕКТ Плана А.Д.  
И. П. Панаева 2118  
120 00, Град София  
Генерален директор:  
инж. Даниел Кривац  
тел: +359 296 1500  
www.metroprojekt.cz  
info@metroprojekt.cz

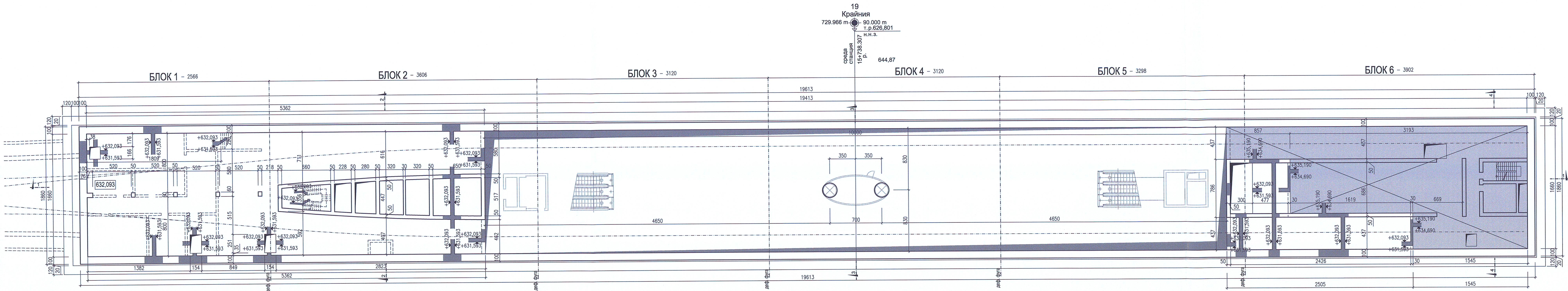


Инвеститор:	„МЕТРОПОЛИТЕН“ ЕАД		
Обект:	МЕТРО - СОФИЯ III. МЕТРОДИАМЕТЪР		
Подобект:	МЕТРОСТАНЦИЯ No. МС 19		
Част:	КОНСТРУКЦИИ		
Чертеж:	Котражен план перона		
Управител:	инж. Jit Ulehla	Масщ:	1:200
Р-л ателие:	инж. Jaroslav Kácovský	Фаза:	ИДЕЕН ПРОЕКТ
Проектант:	Roman Voráč	Брой форми:	6-A4
		Дата:	03/2013
		Прил. №:	(ИПД) 006



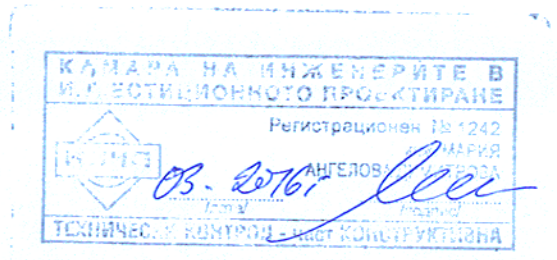
**СЪГЛАСУВАЛИ**

Част	Фамилия	Част	Фамилия
ВК	инж. Крачунова	Релсов път	инж. Pátek
ОВ	инж. Novák	АТ	инж. Нинов
Електро	инж. Нинов		Voráč



19  
Крайния  
729.966 m  
90.000 m  
т.р. 626,801  
н.н.з.

средна  
станция  
15+738.307  
р.  
644,87

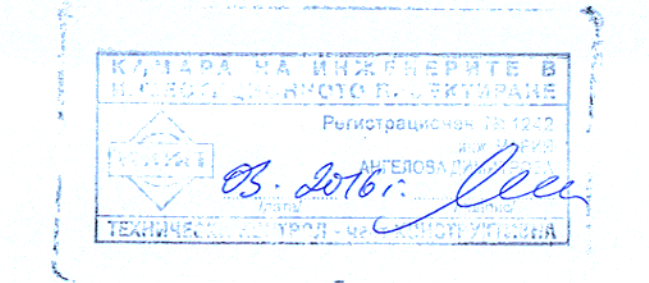
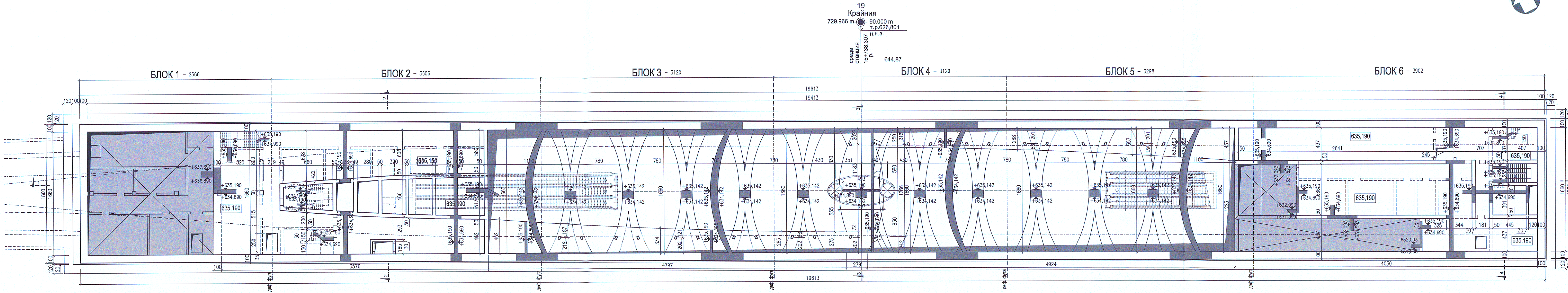
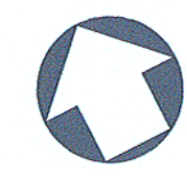


ИНВЕСТИТОР: **„МЕТРОПОЛИТЕН“ ЕАД**  
 И. П. Палатова 21786  
 1203 София, България  
 Генерален директор:  
 инж. Димитър Крушев  
 тел.: +359 2 961 1951  
 www.metroprojekt.cz  
 info@metroprojekt.cz



Управител	инж. Jiří Ulehla	Масщ:	1:200	Дата:	03/2013
Р-л атетние	инж. Jaroslav Kásovský	Фаза:	ИДЕЕН ПРОЕКТ	Прил. №:	(ИНД)
Проектант	Roman Voráč	Брой форми:	6-A4		007

СЪГЛАСУВАЛИ			
Част	Фамилия	Част	Фамилия
БК	инж. Крачунова	Репов път	инж. Pátek
ОВ	инж. Novák	АТ	инж. Нинов
Електро	инж. Нинов		Voráč



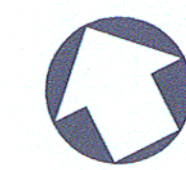
ЕВРОПЕЙСКИ СЪЮЗ  
 Европейски фонд  
 за регионално развитие

ОПЕРАТИВНА ПРОГРАМА  
**ТРАНСПОРТ**  
 По-близко, по-бързо...

НАЦИОНАЛНА  
 СТРАТЕГИЧЕСКА  
 РЕФЕРЕНТНА РАМКА  
 2007 – 2013

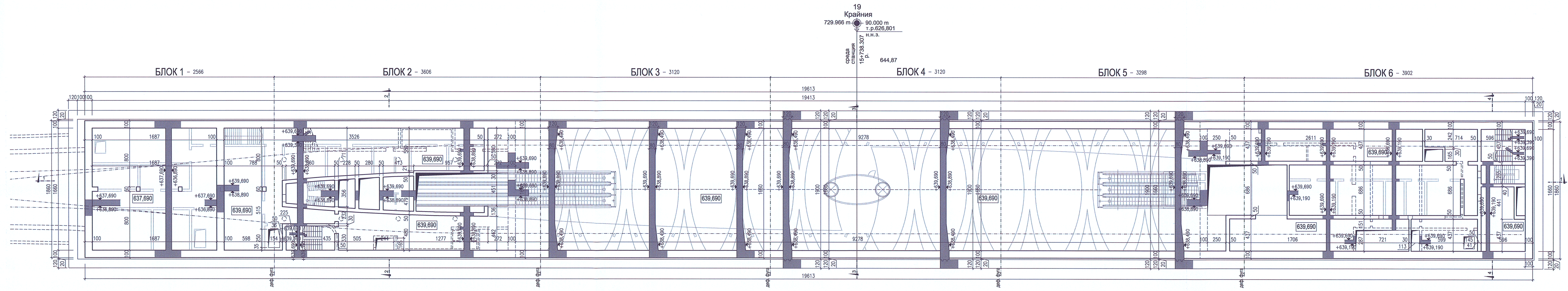
**МЕТРОПРОЕКТ**

Инвеститор:	„МЕТРОПОЛИТЕН“ ЕАД		
Обект:	МЕТРО - СОФИЯ III. МЕТРОДИАМЕТЪР		
Подобект:	КОНСТРУКЦИЯ No. MC 19		
Част:	КОНСТРУКЦИИ		
Чертеж:	Котражен план над перона 2		
Управител:	инж. Jit Úlehná	Маш:	1:200
Р-л ателие:	инж. Jaroslav Kácovský	Фаза:	ИДЕЕН ПРОЕКТ
Проектант:	Roman Voráč	Брой форми:	6-A4
		Дата:	03/2013
		Прил. №:	(ИНД) 008

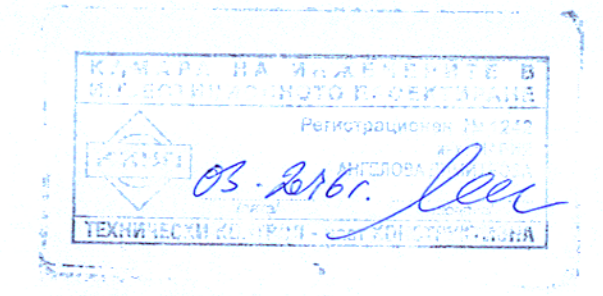


### СЪГЛАСУВАЛИ

Част	Фамилия	Част	Фамилия
ВК	инж. Крачунова	Релсов път	инж. Рáтек
ОВ	инж. Novák	АТ	инж. Нинов
Електро	инж. Нинов		Voráč



19  
Крайния  
729.966 m - 90.000 m  
т.р.626,801  
н.н.з.  
средна  
станция  
15+738.307  
р.  
644,87

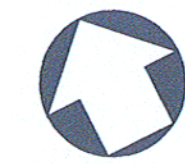


МЕТРОПРОЕКТ Прага А.Д.  
И. П. Платова 2/1786  
130 00 Прага 2  
Генерален директор:  
инж. Давид Каска  
тел.: +420 296 103  
www.metroprojekt.cz  
info@metroprojekt.cz

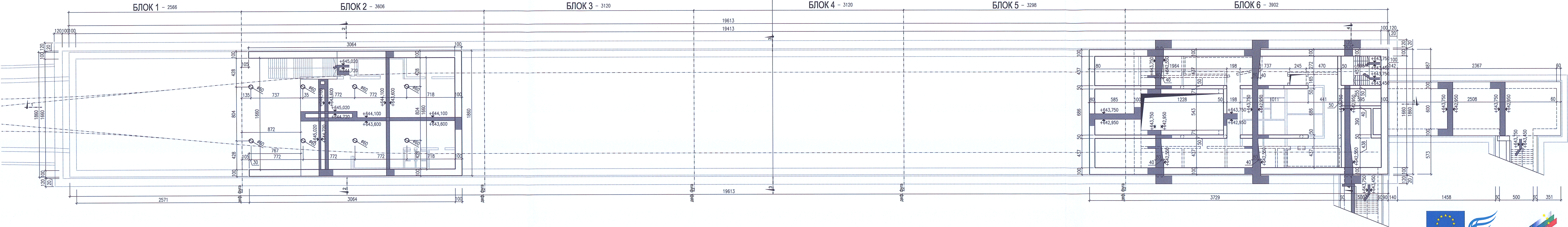


Инвеститор:	„МЕТРОПОЛИТЕН“ ЕАД		
Обект:	МЕТРО - СОФИЯ III. МЕТРОДИАМЕТЪР		
Подобект:	МЕТРОСТАНЦИЯ No. МС 19		
Част:	КОНСТРУКЦИИ		
Чертеж:	Конфракен план над перона 3		
Управител	инж. Jiří Ušehla	Масщ:	1:200
Р-л ателие	инж. Jaroslav Kácovský	Фаза:	ИДЕЕН ПРОЕКТ
Проектант	Roman Voráč	Брой форми:	6-A4
		Дата:	03/2013
		Прил. No:	(ИИД) 009

19  
Крайния  
729.966 м 90.000 м  
т. р. 626,801  
н. н. з.  
среща  
станция  
15+738.307  
р.  
644,87



СЪГЛАСУВАЛИ			
Част	Фамилия	Част	Фамилия
ВК	инж. Крачунова	Част	инж. Радек
ОВ	инж. Novák	АТ	инж. Нинов
Електро	инж. Нинов		Voráč



КАРА НА ИНЖЕНЕРИТЕ В  
ИНВЕСТИЦИОННО ПОСРЕДСТВО  
03.2013  
ТЕХНИЧЕСКИ КОНТРОЛ - МЕТРОПРОЕКТ ЕАД

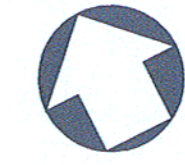


МЕТРОПРОЕКТ ЕАД  
Ж. П. Павлова 217В  
120 00 Прага 2  
Генерален директор:  
инж. Давид Крач  
тел.: +420 264 151  
www.metroprojekt.cz  
info@metroprojekt.cz

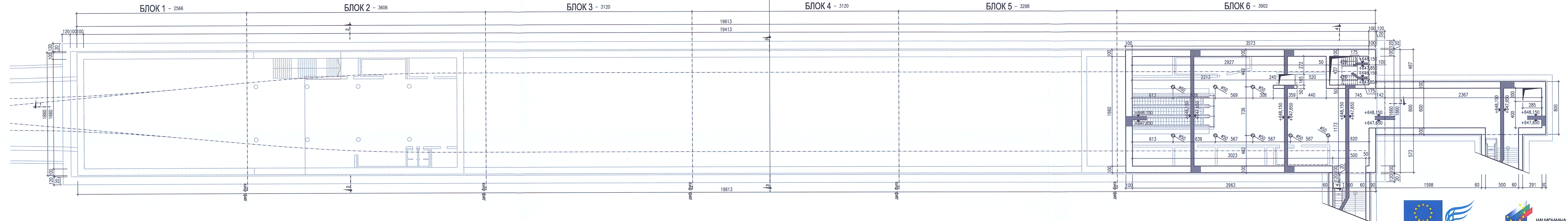
Инвеститор:	„МЕТРОПОЛИТЕН“ ЕАД				
Обект:	МЕТРО - СОФИЯ III. МЕТРОДИАМЕТЪР				
Подобект:	МЕТРОСТАНЦИЯ No. МС 19				
Част:	КОНСТРУКЦИЯ				
Чертеж:	Котражен план под вестибула юг и вестибула север				
Управител:	инж. Jit Oleňá	Масщ:	1:200	Дата:	03/2013
Р-л ателие:	инж. Jaroslav Kásovský	Фаза:	ИДЕЕН ПРОЕКТ	Прил. №:	(ИНД)
Проектант:	Roman Voráč	Брой форми:	6-А4		010



19  
Крайния  
729.966 m  
90.000 m  
Т.р.626,801  
н.н.з.  
средна  
станция  
19+738.307  
р.  
644,87



СЪГЛАСУВАЛИ			
Част	Фамилия	Част	Фамилия
ВК	инж. Крачунова	Релсов път	инж. Радек
ОВ	инж. Novák	АТ	инж. Нинов
Електро	инж. Нинов		Voráč

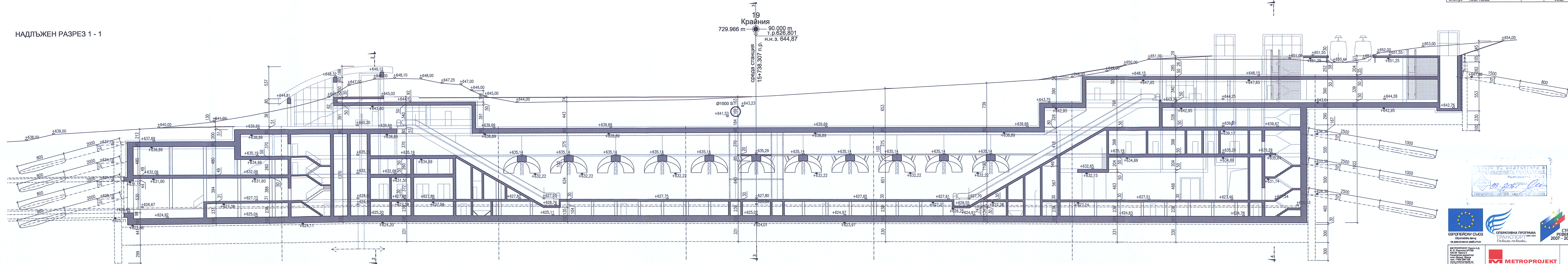


КАРТА  
03.2016  
ТЕХ. ЧЕЖ. 1

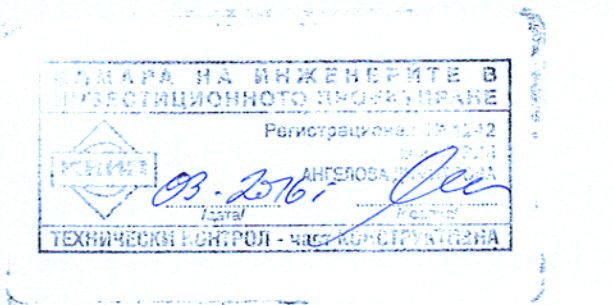


<p>ИНВЕСТИТОР: <b>„МЕТРОПОЛИТЕН“ ЕАД</b>          ОБЕКТ: <b>МЕТРО - СОФИЯ III. МЕТРОДИАМЕТЪР</b>          ПОДОБЪЕКТ: <b>МЕТРОСТАНЦИЯ No. МС 19</b>          ЧАСТ: <b>КОНСТРУКЦИИ</b>          ЧЕРТЕЖ: <b>Котражен план вестибюла юг</b></p>	<p>МЕТРОПРОЕКТ  <b>МЕТРОПРОЕКТ</b></p>
<p>Управител: инж. Jiri Uchida          Р-л ателше: инж. Jaroslav Kásovský          Проектант: Roman Voráč</p>	<p>Масщ.: 1:200          Дата: 03/2013          Фаза: <b>ИДЕЕН ПРОЕКТ</b>          Брой форми: <b>6-A4</b>          Прил. №: (ИНД) <b>011</b></p>

НАДЛЪЖЕН РАЗРЕЗ 1 - 1

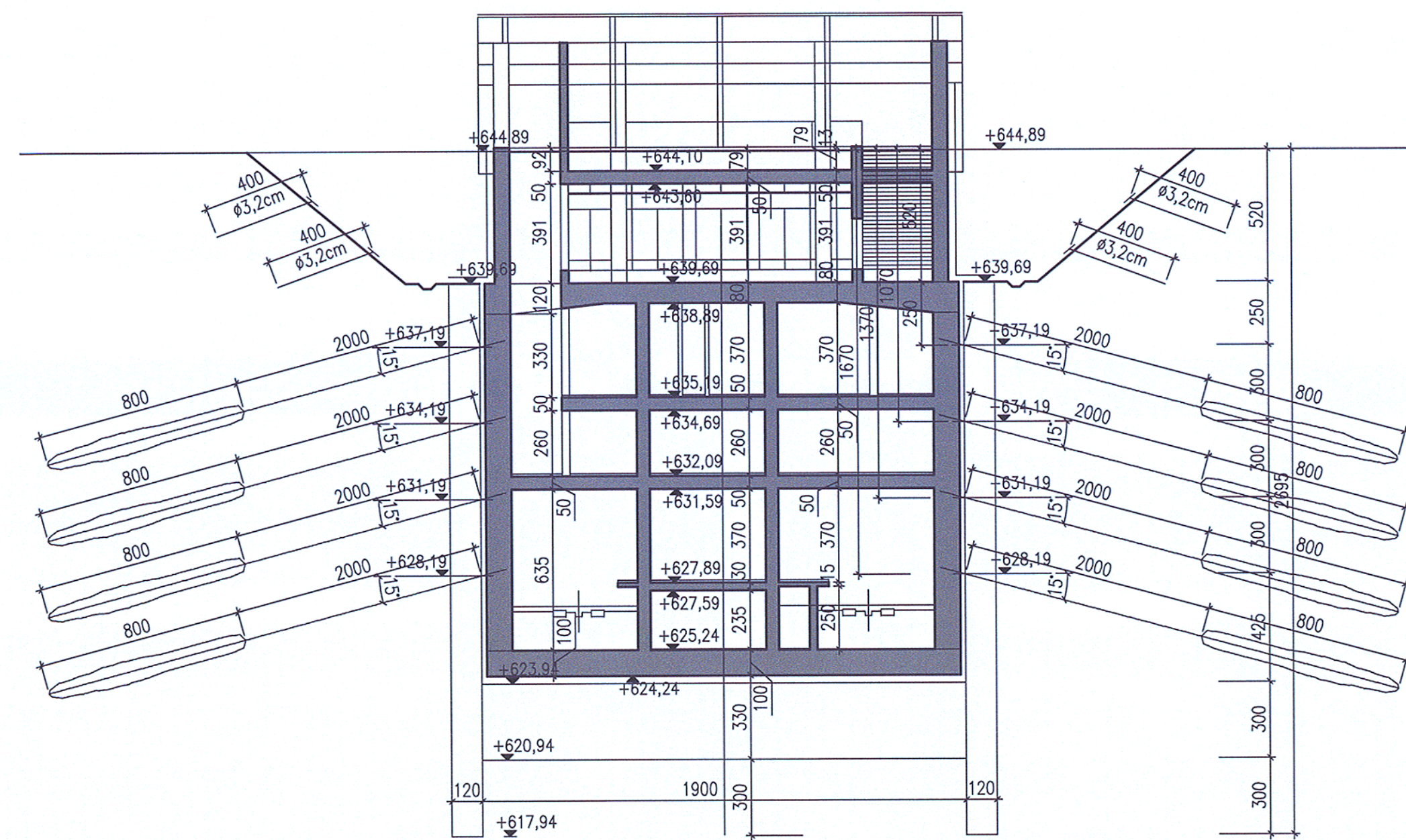


СЪГЛАСУВАЛИ			
Част	Фамилия	Част	Фамилия
ВК	инж. Крачунова	Релсов път	инж. Раџек
ОВ	инж. Новџак	АТ	инж. Нинов
Електро	инж. Нинов		Ворџа

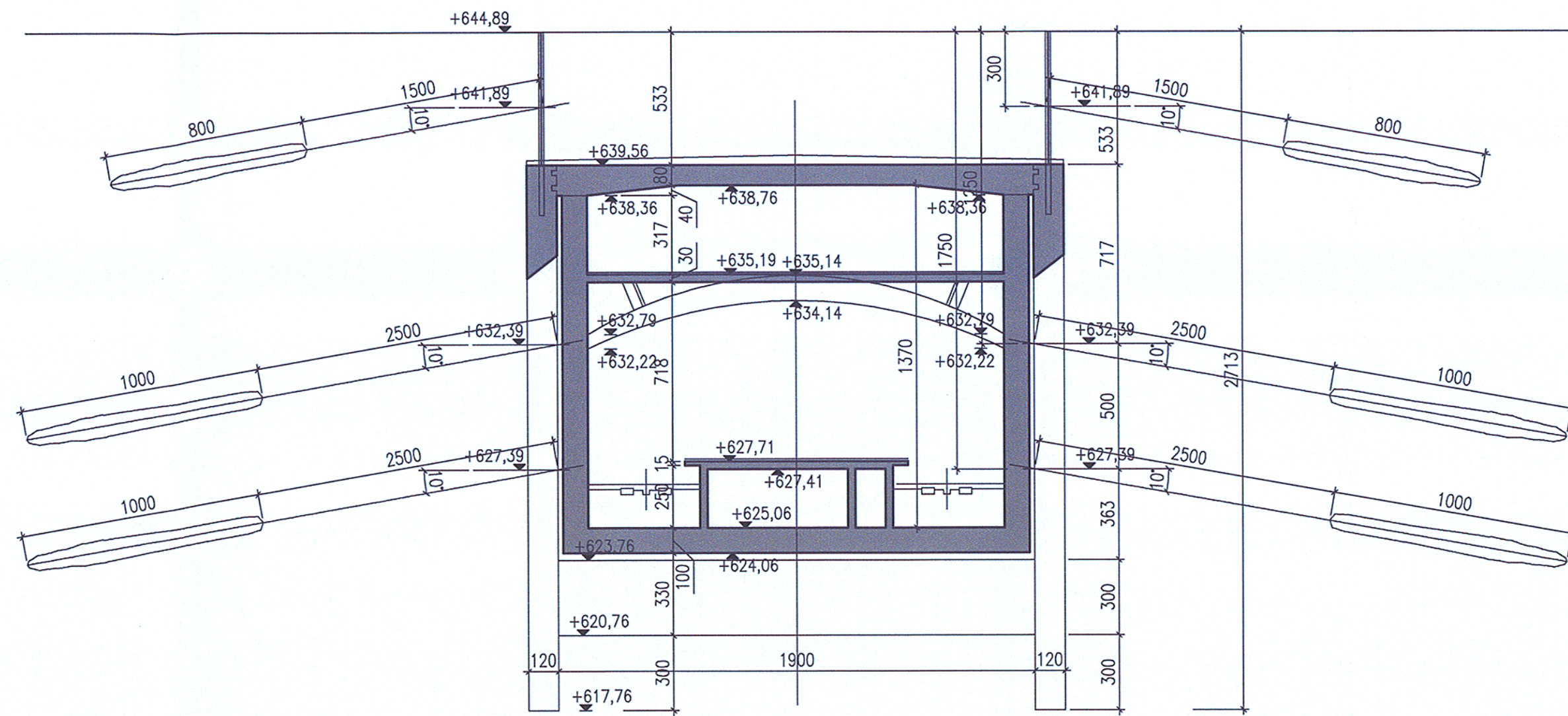


**МЕТРОПРОЕКТ**  
 Инвеститор: **„МЕТРОПОЛИТЕН“ ЕАД**  
 Обект: **МЕТРО - СОФИЯ III. МЕТРОДИАМЕТЪР**  
 Подобект: **МЕТРОСТАНЦИЯ No. МС 19**  
 Част: **КОНСТРУКЦИИ**  
 Чертеж: **Надлъжен разрез**  
 Управител: инж. Ян Урџа  
 Р-л ателие: инж. Јасџан Кисовски  
 Проектант: Роман Ворџа  
 Маш: **1:200**  
 Фаза: **ИДЕЕН ПРОЕКТ**  
 Ерой формат: **7-A4**  
 Дата: **03/2013**  
 Прил. No: **012**

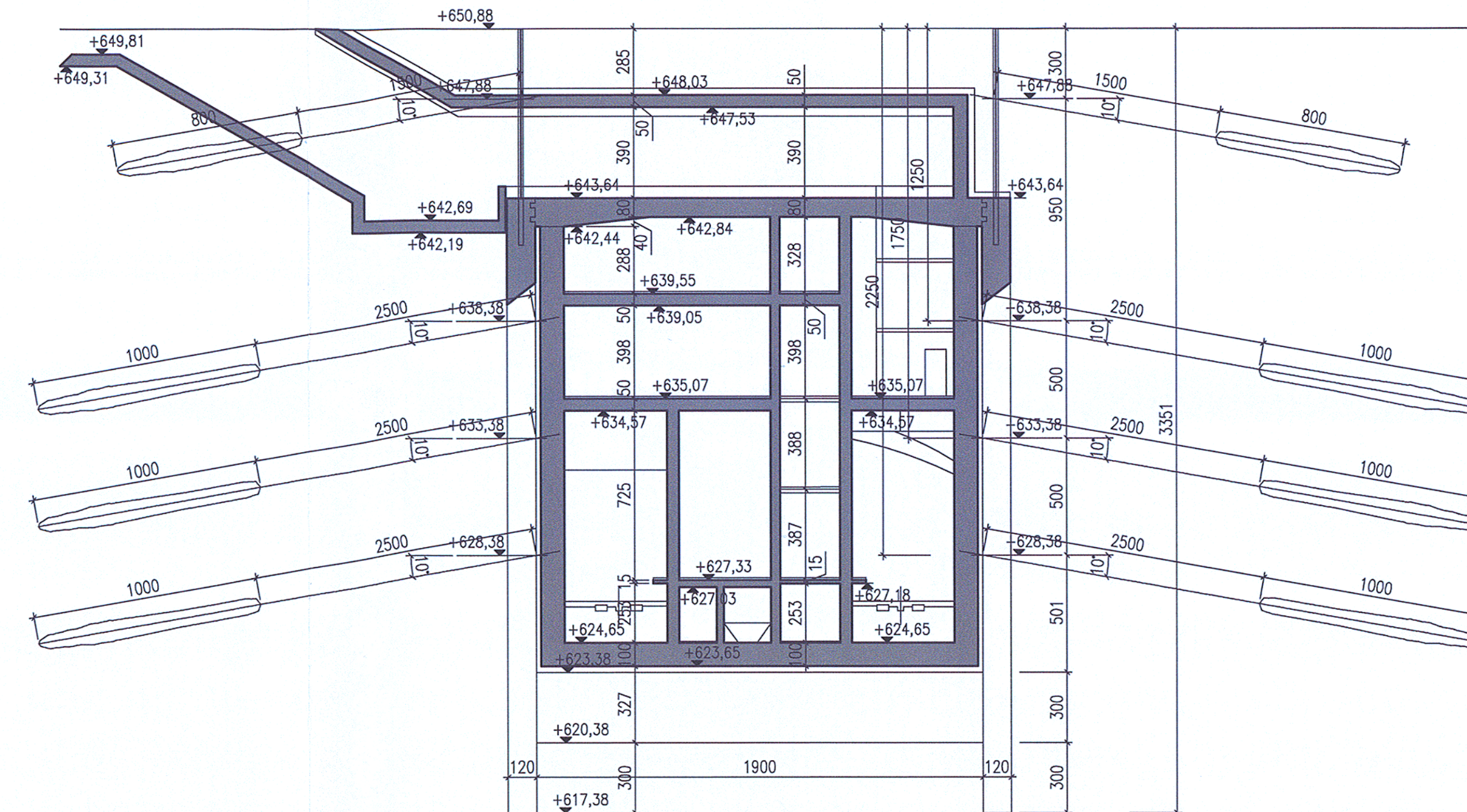
НАПРЕЧЕН РАЗРЕЗ 2 - 2, 3 - 3, 4 - 4



2 - 2

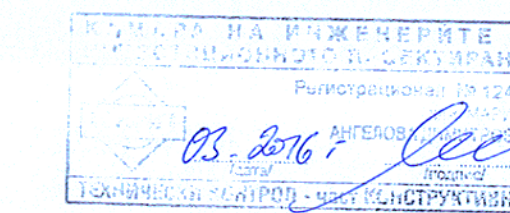


3 - 3



4 - 4

СЪГЛАСУВАЛИ			
Част	Фамилия	Част	Фамилия
ВК	инж. Крачунова	Релсов път	инж. Рáтек
ОВ	инж. Novák	АТ	инж. Нинов
Електро	инж. Нинов		Voráč



МЕТРОПРОЕКТ (Пале А.Д.)  
 И. П. Радова 2/118  
 120 00 Прага 2  
 Генерален директор:  
 инж. Роман Ворач  
 тел.: +420 256 105  
 www.metroprojekt.cz  
 info@metroprojekt.cz

Инвеститор:	„МЕТРОПОЛИТЕН“ ЕАД		
Обект:	МЕТРО - СОФИЯ III. МЕТРОДИАМЕТЪР		
Подобект:	МЕТРОСТАНЦИЯ No. МС 19		
Част:	КОНСТРУКЦИИ		
Чертък:	Напречни разрези		
Управител:	инж. Jiří Ulehla	Мас:	1:200
Р-л ателие:	инж. Jaroslav Kávoňský	Фаза:	ИДЕЕН ПРОЕКТ
Проектант:	Roman Voráč	Брой форми:	6-A4
		Дата:	03/2013
		Прим. №:	(ИИД) 013