



PROVINCIA DI FERRARA

Regione Emilia-Romagna



COMUNE DI GORO

COMUNE DI GORO



INTERVENTI PER INNALZAMENTO BANCHINA EST PORTO REGIONALE DI GORO

- PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO -



RT11 - RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE

| R.U.P.: Zappaterra geom. Matteo Collaboratori del R.U.P.: Lonati geom. Arianna Viviani geom. Antonio Rubis | | PROGETTISTA ARCHITETTONICO e D.L. STUDIO TECNICO PROGETTAZIONE-IDEAZIONE-ESECUZIONE OPERE CORSO MAZZINI N. 29/A COMACCHIO (FE) TEL./FAX. 0533/313341 MAIL: INFO@STUDIOUBO.IT PEC: ALESSANDRO.MEZZOGORI@GEOPEG.IT GEOMETRA ALESSANDRO MEZZOGORI | | | |
|---|-------|--|-----------|------------|-----------|
| PROGETTISTA E D.L. STRUTTURE ing. Riccardo Casolar via laurenti-bassi verati 11/23 - 40137 Bologna riccardo@puzan.it - cell 340 57 51117 ORDINE INGEGNERI PROV. DI BOLOGNA N° 7111/A +zen | | PROGETTO IMPIANTI  PAPOLA Knowledge. Innovation. Future. PAPOLA S.r.l. - Società di Ingegneria Via G. Galvino, 40 - 44122 Ferrara Tel. 0532 593069 r.a. - Fax 0532 593079 web: www.papola.it / e-mail: info@papola.it Progetto impianto elettrico: Per. Ind. Rodolfo Papola Progetto impianto antincendio: Ing. Alessio Volta | | | |
| CSP e CSE geom. Debora Fortini via dei Carriolanti 10 - 44147 - Sant'Agostino (FE) debora.fortini@libero.it - 338 7689849 COLLEGIO GEOMETRI FERRARA N°2063 | | ASSISTENZA ALLA DIREZIONE LAVORI geom. Alessandro Sprocati via Arginone 208/E - 44122 - Ferrara (FE) geomsprocati@libero.it - 335 70 68 403 COLLEGIO GEOMETRI FERRARA N°1863 | | | |
| TAVOLA | Scala | Disegnatore | Revisione | Data | Approvato |
| RT11 | - | RC | Emissione | 20.03.2017 | AM |
| | | | | | |
| | | | | | |



INDICE DEGLI ARGOMENTI

| | |
|---|----|
| Premessa | 2 |
| Relazione di calcolo | 4 |
| Analisi dei carichi | 5 |
| VERIFICA DELLO STATO DI FATTO – IPOTESI PROGETTO 1974 | 7 |
| VERIFICA DELLO STATO DI PROGETTO | 9 |
| DIMENSIONAMENTO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE | 12 |
| 1. <i>MODELLI DI CARICO</i> | 12 |
| 2. <i>STATO LIMITE ULTIMO DI PUNZONAMENTO</i> | 13 |
| 3. <i>STATO LIMITE D'ESERCIZIO</i> | 15 |



Premessa

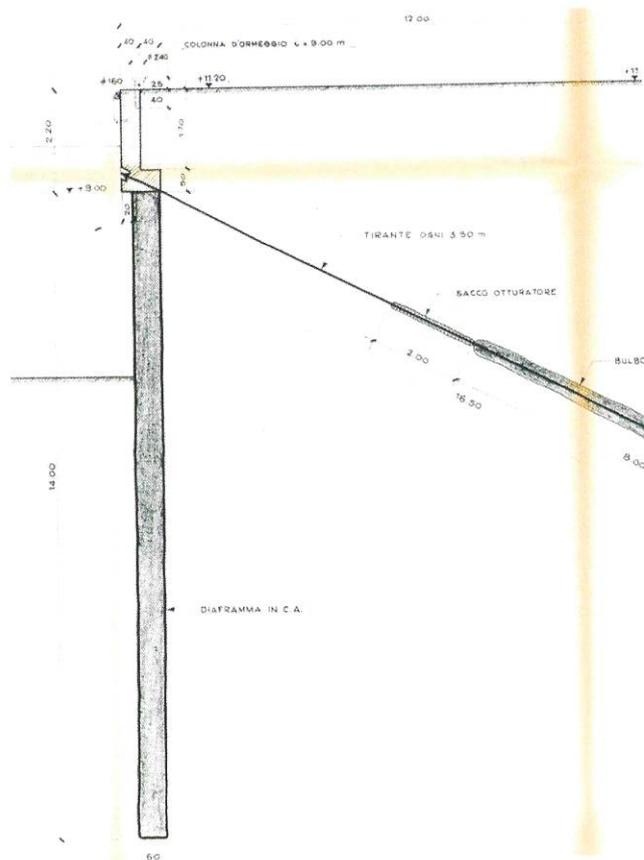
Sono oggetto della presente relazione le verifiche e valutazioni sulle strutture relativamente all'intervento di sopraelevazione della banchina Est del porto di Goro, **III STRALCIO**. L'opera prevista è a carattere prettamente edile, tuttavia si riportano alcune valutazioni in merito alle interazioni con le strutture esistenti.

Il presente stralcio è relativo ad un tratto di banchina rettilineo di mt 35.00 a parziale completamento dell'intervento iniziato con il primo lotto che ha interessato i primi 200 m nord di banchina ed il secondo lotto di ml 92 in corso di intervento, estendendo ulteriormente la sopraelevazione anche alle ulteriori porzioni di banchina, nella zona a maggior rischio allagamento.

Le strutture di sostegno della banchina Est del porto di Goro sono realizzate con diaframmi in c.a. di spessore 60 cm e lunghezza 14.5 m (il diaframma si attesta a quota -5,00 m) con tiranti inclinati di 26° rispetto all'orizzontale per una lunghezza totale di 16,5 m (bulbo attivo ~8 m) ed interasse 3,5 m. In sommità la paratia è completata da una trave continua di irrigidimento con fori per il passaggio dei tiranti e l'ancoraggio mediante piastra di ripartizione. I pontili invece sono stati dimensionati per le elevate sollecitazioni statiche e dinamiche derivanti dai natanti oltre che per il carico permanente e accidentale gravante sull'impalcato. Date le modeste caratteristiche meccaniche del terreno, le fondazioni sono di tipo profondo a pali trivellati di grande diametro (1.2 m) disposti in unica fila ad interasse di 10 m. L'impalcato è costituito da quattro travi prefabbricate in c.a.p. della lunghezza di 8,96 m e da un solettone gettato in opera di 20 cm di spessore provvisto di irrigidimenti trasversali ad interasse di circa 3 m anch'essi gettati in opera. L'impalcato grava sulle fondazioni attraverso travi di coronamento su cui poggia mediante cuscinetti in neoprene di spessore 1 cm.



COMUNE DI GORO



Sezione tipo banchina-paratia

"Porto di Goro-Progetto di ampliamento del porto – perizia di variante e suppletiva alla prima fase" progetto dei Proff. Ing. Pietro Colombo e Renato Tosi – Ferrara, 21.05.1974

Le risorse strutturali delle paratie, unitamente ai valori di carico con cui le stesse sono state dimensionate, ed alle soluzioni appositamente studiate per l'intervento porta a non ritenere necessario il consolidamento ma unicamente una verifica delle strutture per i nuovi carichi.

Elemento fondamentale per il progetto dell'opera è la scelta accurata dei materiali sia per i pesi che essi comportano che per la necessità di garantire adeguate risorse di durabilità alla struttura. Le caratteristiche specifiche, i parametri di calcolo e i codici di identificazione in rapporto alle vigenti normative vengono definiti nella relazione sui materiali.

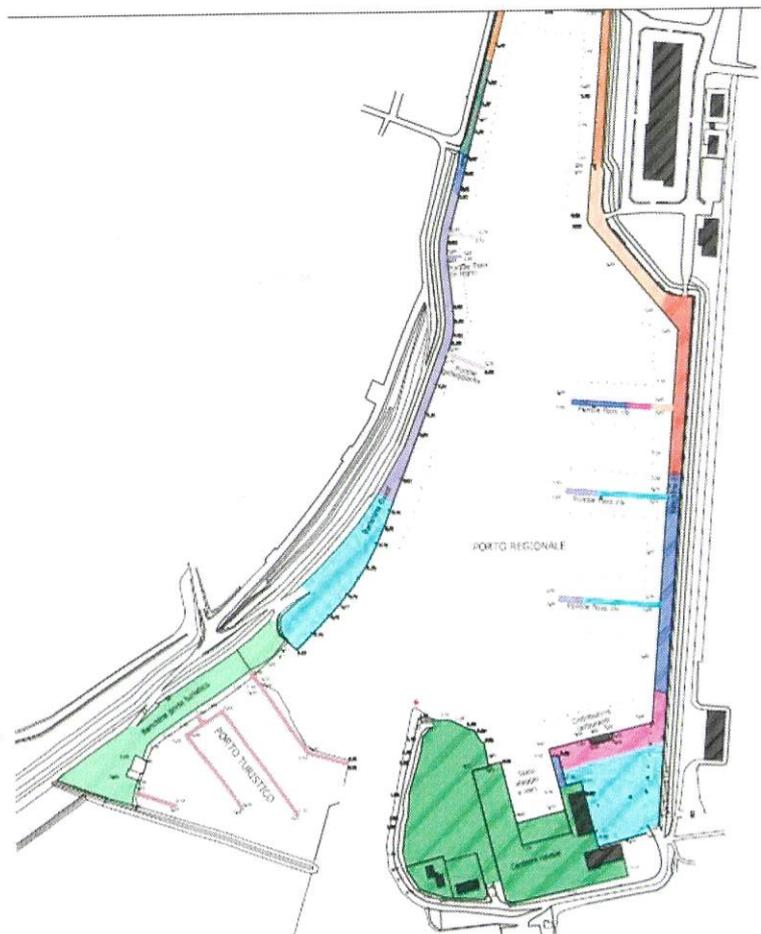


Relazione di calcolo

La scelta progettuale intrapresa è fondata sullo studio della documentazione relativa al progetto originale del 1974 (variante alla prima proposta progettuale) al fine di verificare le risorse in termini di capacità delle paratie esistenti. Come riportato alla pagina 12 della relazione tecnica a corredo della prima ipotesi progettuale del 1971, il fenomeno della subsidenza ha indotto i progettisti, Proff. Pietro Colombo e Renato Tosi, a dimensionare le strutture portanti per un carico aggiuntivo pari a 450 Kg, corrispondente ad un incremento della quota altimetrica della banchina di circa 50 cm con soluzioni di "tipo leggero". Inoltre il dimensionamento è stato eseguito per un carico accidentale dovuto al traffico veicolare pari a 1000 Kg/m². Successivamente, con il progetto di variante del 1974, il carico aggiuntivo per l'ipotesi di futura sopraelevazione della banchina è stato incrementato a 500 Kg/m² a parità di carico accidentale.



Analisi dei carichi



Planimetria indicativa delle differenti quote della banchina

Primo tratto:

| Quota s.l.m.m. | Riempimento (Kg/m ²) | Soletta carrabile (Kg/m ²) | Totale (Kg/m ²) |
|----------------|----------------------------------|--|-----------------------------|
| +0.47 | 165 | <380 | 545 |
| +0.35 | 220 | <380 | 600 |

Secondo tratto:

| Quota s.l.m.m. | Riempimento (Kg/m ²) | Soletta carrabile (Kg/m ²) | Totale (Kg/m ²) |
|----------------|----------------------------------|--|-----------------------------|
| +0.67 | 92 | <380 | 472 |
| +0.73 | 68 | <380 | 448 |

Terzo tratto:

| Quota s.l.m.m. | Riempimento (Kg/m ²) | Soletta carrabile (Kg/m ²) | Totale (Kg/m ²) |
|----------------|----------------------------------|--|-----------------------------|
| +0.56 | 136 | <380 | 516 |
| +0.59 | 124 | <380 | 504 |

Su tali basi è evidente come l'incremento previsto a progetto non si discosti in maniera sostanziale rispetto ai



valori considerati in fase di progetto.

Le verifiche sui diaframmi sono state condotte alle tensioni ammissibili nell'ottica del progetto simulato, ovvero per una comparazione tra lo stato di sollecitazione di progetto e quello derivante dei nuovi sovraccarichi.

Il carico previsto dal progettista prof. Colombo era pari a 1500Kg/m², per tener conto di un carico accidentale di 1000Kg/m² ed una quota pari a 500 Kg/m² per la futura sopraelevazione qualora i fenomeni di subsidenza avessero reso necessaria una modifica delle quote estradossali della banchina.

Per la presente soluzione, a favore di sicurezza, si incrementa il carico accidentale sino a 1800 Kg/m², utilizzando i medesimi riferimenti adottati nella verifica del tratto di banchina posto a quota maggiore (assunzione cautelativa in quanto il carico per il nuovo pacchetto risulta comunque ben inferiore a 800Kg/m², soprattutto per il secondo lotto, oggetto della presente relazione).



VERIFICA DELLO STATO DI FATTO – IPOTESI PROGETTO 1974

Nell'ottica del progetto simulato, si adotta la stessa stratigrafia utilizzata in fase di progettazione.

Dati terreno

Tipi di terreno: F, O1, O2, S1, Clay, GT, Rock, colombo1, colombo2

1. Dati base terreno
Nome: colombo1

2. Comportamento terreno
 Sabbia Limo Argilla Roccia

3. Condizioni iniziali argilla
 Non drenato Drenato

4. Pesì specifici - Densità
 γ_f 18 kN/m³ γ_{Sec} 18 kN/m³ $\gamma = 8$

5. Parametri resistenza e coefficiente di Poisson
 c' 0 kPa ϕ' 25°
 S_u 0 kPa c_v 22.468
 v 0.35 ϕ piccolo 22.468

6. Permeabilità
 K_x 0.1 m/sec K_z 0.1 m/sec

8. Coefficienti spinta a riposo
K₀NC 0.577 nOCR 0.8
K₀ = K₀NC * (OCR)^{nOCR}

Dati terreno

Tipi di terreno: F, O1, O2, S1, Clay, GT, Rock, colombo1, colombo2

1. Dati base terreno
Nome: colombo2

2. Comportamento terreno
 Sabbia Limo Argilla Roccia

3. Condizioni iniziali argilla
 Non drenato Drenato

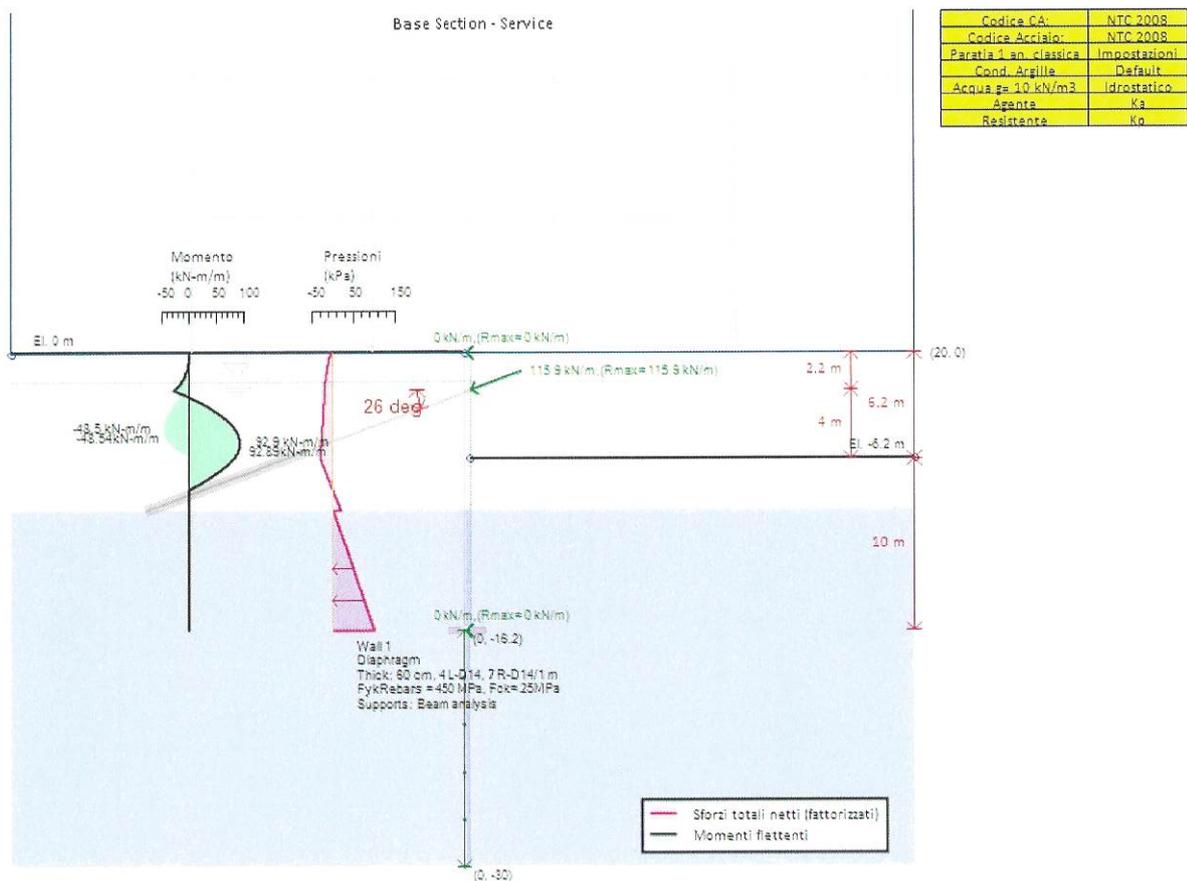
4. Pesì specifici - Densità
 γ_f 19 kN/m³ γ_{Sec} 16 kN/m³ $\gamma = 9$

5. Parametri resistenza e coefficiente di Poisson
 c' 0 kPa ϕ' 20°
 S_u 0 kPa c_v 22.468
 v 0.35 ϕ piccolo 22.468

6. Permeabilità
 K_x 0.1 m/sec K_z 0.1 m/sec

7. Pressioni minime anillo (analisi eq. lim.)
Min sh' 0 kPa Min Ka 0.2

8. Coefficienti spinta a riposo
K₀NC 0.5 nOCR 1
K₀ = K₀NC * (OCR)^{nOCR}



L'azione assiale di trazione sul tirante vale $R_{tirante} = 115,9 \text{ kN/m}$.

Tenuto conto dell'interasse pari a 3,5 metri, lo sforzo sul tirante è pari a 40,5 ton/tirante.

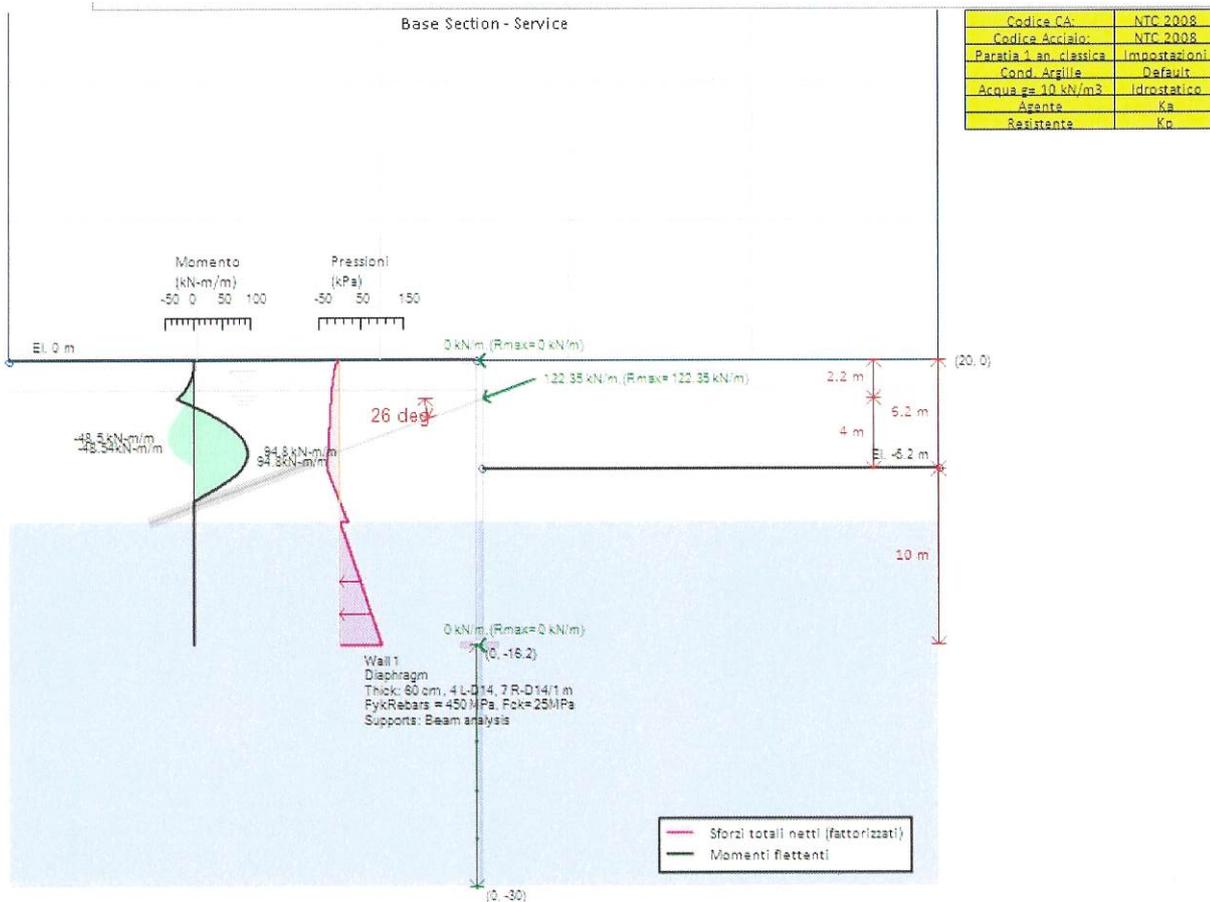
Il massimo momento sulla paratia è pari a $M_{max} = 92,9 \text{ kNm/m}$.

I valori ottenuti sono del tutto in linea con quanto riportato nella relazione originale.

Al fine di verificare l'entità dell'incremento delle sollecitazioni sulla struttura a seguito dell'intervento, si riporta la verifica per un carico accidentale pari a 1800 Kg/m^2 .



VERIFICA DELLO STATO DI PROGETTO



L'azione assiale di trazione sul tirante vale $R_{tirante} = 122,35 \text{ kN/m}$.

Tenuto conto dell'interasse pari a 3,5 metri, lo sforzo sul tirante è pari a 42,8 ton/tirante.

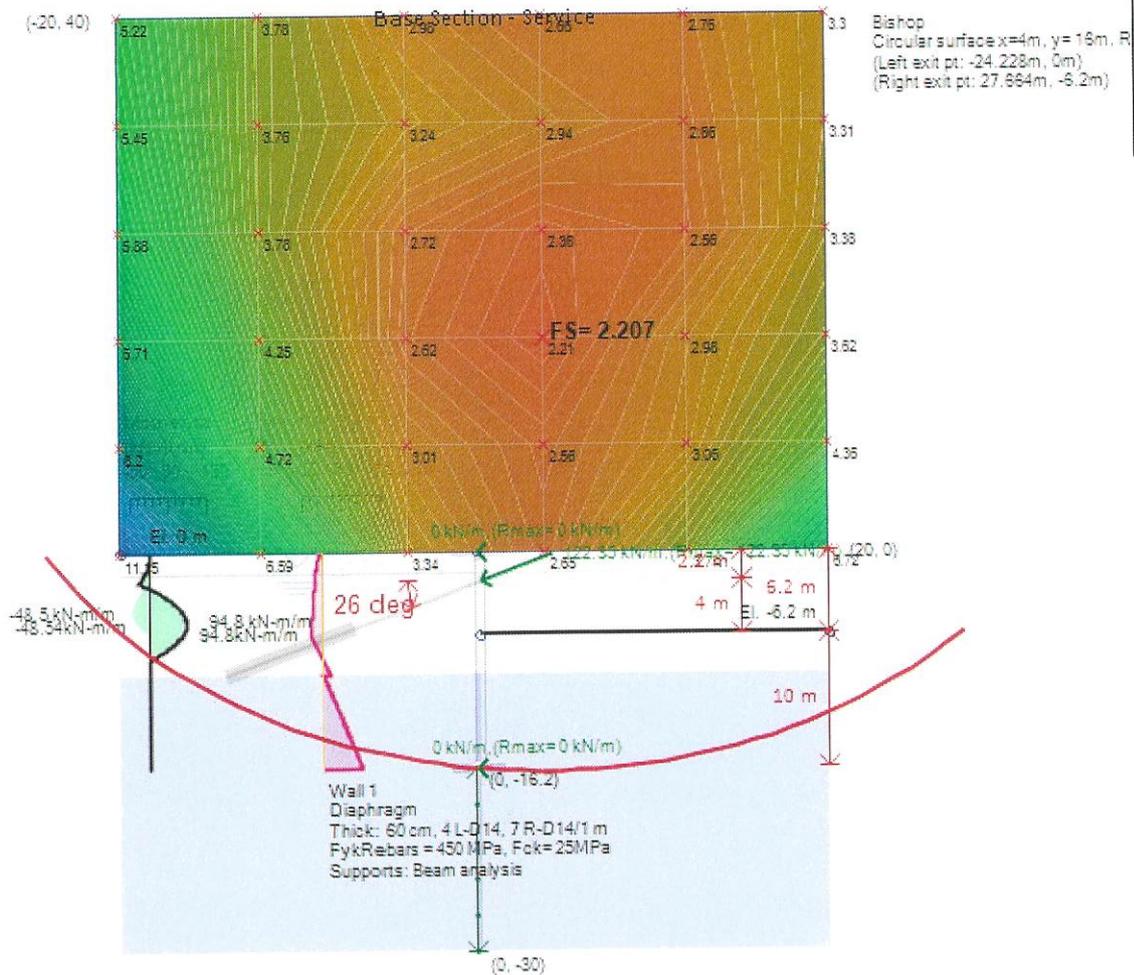
Il massimo momento sulla paratia è pari a $M_{max} = 94,8 \text{ kNm/m}$.

L'incremento di sollecitazione sul tirante è pari al 7%, mentre l'incremento di sollecitazione flettente sulla paratia è del 2%, ovvero del tutto trascurabile.

Si riporta la verifica globale del sistema terreno-diaframma allo stato di progetto.



COMUNE DI GORO



Fattore di sicurezza globale=2,207

La verifica risulta ampiamente soddisfatta.

Come emerso la condizione di maggiore criticità si verifica per i tiranti d'ancoraggio, che risultano ora sottoposti ad un tiro assiale (sull'inclinazione di 26°) pari a 12,23 ton/m, calcolato per un sovraccarico massimo di 1800 Kg/m².

I tiranti sono disposti ad interasse di 3,5 m ed il tiro su ciascuno di essi vale:

$$T=3,5 \times 12,23 = 42,8 \text{ ton}$$

Come già riportato, le caratteristiche geometriche del tirante sono:

Ltot= 16 m

Tratto libero= 8 m

Bulbo d'ancoraggio= 8 m

Inclinazione sull'orizzontale= 26°

Il tasso di lavoro sull'acciaio armonico vale:



$$\sigma_f = 49000 / (4 \times 1.39) = 8812 \text{ Kg/cm}^2$$

La portanza teorica del tirante allo sfilamento viene calcolata usando la formula:

$$P_{lim} = \pi D L (H'(\gamma - \gamma_0) K)$$

Dove il termine $H'(\gamma - \gamma_0)$ indica la pressione media del bulbo sul tirante. Nel caso in esame si ha:

$D = 0,3 \text{ m}$ (diametro minimo del bulbo)

$L = 8 \text{ m}$ (lunghezza del bulbo)

$H' = 10,28 \text{ m}$ (battente medio di terreno sul bulbo)

$(\gamma - \gamma_0) = 900 \text{ Kg/mc}$ (peso specifico del terreno immerso)

$K = 1,5$ (coefficiente che tiene conto dell'iniezione eseguita in pressione)

Per cui sostituendo:

$$P_{lim} = \pi D L (H'(\gamma - \gamma_0) K) = 117,34 \text{ ton}$$

Ne risulta un coefficiente allo sfilamento pari a: $117,34 / 42,8 = 2,74$

Tenuto conto che l'obiettivo del progettista era un coefficiente di sicurezza pari a 2,0, l'intervento risulta compatibile con le caratteristiche prestazionali delle strutture esistenti ed in linea con i parametri di riferimento nella progettazione.

Non si prevedono ad ora incrementi di carico sui pontili che verranno semplicemente raccordati alla nuova quota della banchina attraverso una rampa.

E' stato trascurato il contributo del nuovo carico permanente che porta il valore della pressione media del bulbo a $q = 1900 \times 1,2 + 900 \times 9 + 700 \times 0,6 = 10680 \text{ Kg}$



DIMENSIONAMENTO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE

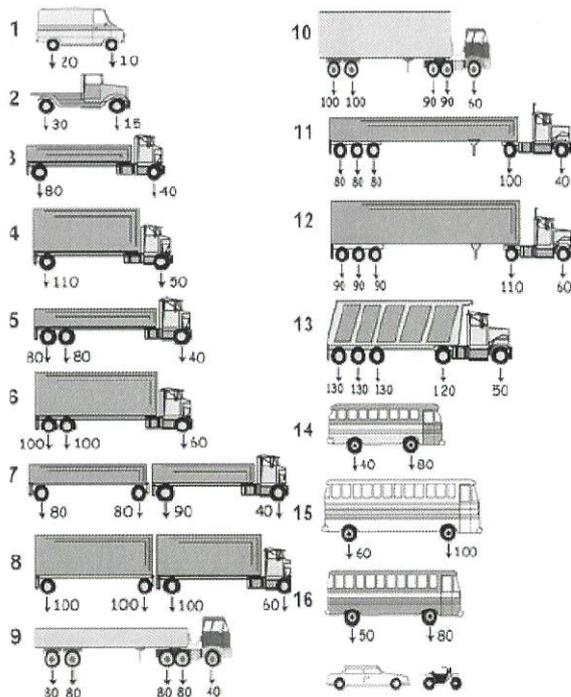
1. MODELLI DI CARICO

Il carico può essere:

- ripartito "p" uniformemente sulla superficie;
- concentrato P1 su un'area A. A questa tipologia di carico si fa riferimento nel seguito. Indipendentemente dalla forma effettiva dell'area di carico si assume, nel calcolo, un'area di carico ideale ("area efficace") di superficie A avente forma circolare, dunque di raggio $a = 0,564 \sqrt{A}$. La pressione di contatto σ_{cont} sul calcestruzzo vale dunque:

$\sigma_{cont} = \text{Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.}$

Sebbene il traffico veicolare sulla banchina sia alquanto modesto e i mezzi siano di piccole dimensioni, si esegue una verifica della pavimentazione stradale per accertare che la pavimentazione sopporti almeno un passaggio di carichi eccezionali. Si intende per carico eccezionale un mezzo di portata 600 KN distribuiti su 6 ruote (ovvero 100KN/ruota).





2. STATO LIMITE ULTIMO DI PUNZONAMENTO

Per punzonamento si intende la rottura locale del calcestruzzo di una piastra per effetto di un carico agente su un'area limitata. La verifica allo stato limite di punzonamento determina lo spessore minimo della pavimentazione. Per il progetto/verifica allo stato limite ultimo di punzonamento il D.M. 14/01/2008 fornisce la formula:

$$FRd = 0,5 u h f_{ctd}$$

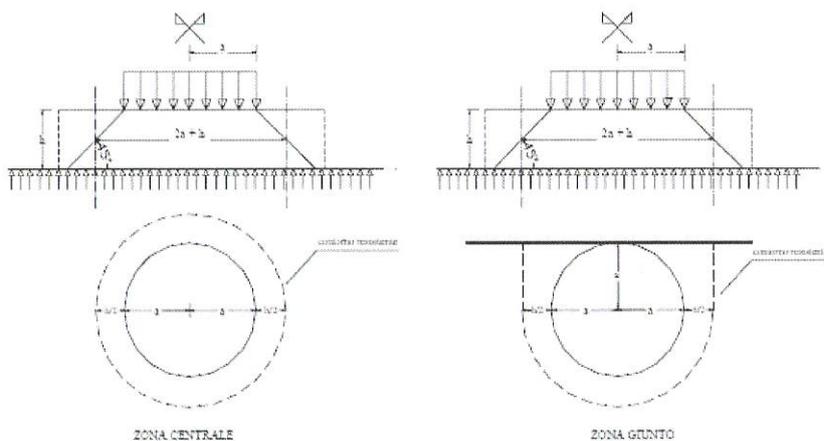
Dove:

FRd forza resistente a punzonamento allo stato limite ultimo;

f_{ctd} valore di calcolo della resistenza a trazione assiale ricavabile dividendo la resistenza caratteristica f_{ctk0,05} per il coefficiente γ_{mc} = 1,6.

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_{mc}} = \frac{0,7 \cdot 0,48 \sqrt{R_{ck}}}{1,6}$$

u perimetro del "contorno resistente" a punzonamento, ottenuto dal contorno effettivo dell'area caricata mediante diffusione a 45° estesa allo spessore della piastra. I perimetri u_c e u_g del "contorno resistente" sono tratteggiati in figura, rispettivamente per carico posto in zona centrale (a sin) o in adiacenza a un bordo libero (a destra).





$$u_c = \pi (2a + h)$$

$$u_g = 0,5 \pi (2a + h_g) + 2^\circ$$

Il fattore moltiplicativo delle azioni viene assunto $\gamma_F = 1,5$ cioè considerando, a favore di sicurezza, tutte le azioni come variabili. Si ottiene:

$$h = a \left(\sqrt{1 + \frac{3\sigma_{com}}{f_{ctd}}} - 1 \right)$$

$$h_g = \frac{1,5P_1}{0,5u_g f_{ctd}}$$

Si riportano i parametri caratterizzanti in esame nelle tabelle a seguire:

A) ZONA CENTRALE

| | | |
|-------------|-----------|-------------------|
| Rck | 45,00 | N/mm ² |
| h | 200,00 | mm |
| a | 225,60 | mm |
| P | 100000,00 | N |
| Ecls | 31220,00 | N/mm ² |

| | | |
|-------------|-----------|-------------------|
| fctd | 1,41 | N/mm ² |
| u | 2044,77 | mm |
| Frd | 288051,14 | N |

$P < Frd$ la verifica risulta soddisfatta.

B) ZONA GIUNTO

| | | |
|-------------|-----------|-------------------|
| Rck | 45,00 | N/mm ² |
| hg | 200,00 | mm |
| a | 225,60 | mm |
| P | 100000,00 | N |
| k | 0,10 | N/mmc |
| Ecls | 31220,00 | N/mm ² |

| | | |
|-------------|-----------|-------------------|
| fctd | 1,41 | N/mm ² |
| ug | 1473,58 | mm |
| Frd | 207587,14 | N |

$P < Frd$ la verifica risulta soddisfatta.



3. STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Il valore della massima tensione d'esercizio sulla porzione centrale della piastra viene calcolata attraverso il modello di Westergaard (1929) per carico posizionato al centro della lastra:

$$\sigma_{max} = P \frac{0.275(1+\nu)}{h^2} \left[\log_{10} \left(\frac{\rho}{b} \right)^4 + 1.069 \right]$$

Dove:

h: spessore della piastra;

P: carico verticale applicato;

u: coefficiente di Poisson (0.15);

$$\rho = \sqrt[4]{\frac{B}{k}} = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)k}} \text{ raggio d'inerzia relativa;}$$

b: raggio d'impronta "fittizio"

Si riporta a seguire il valore massimo della tensione per il caso in esame:

$$\sigma_{max} = P \frac{0.275(1+\nu)}{h^2} \left[\log_{10} \left(\frac{\rho}{b} \right)^4 + 1.069 \right] = 0,94 \text{ daN/cm}^2$$

La tensione ammissibile di riferimento viene calcolata tenendo conto dell'effetto della fatica attraverso il coefficiente riduttivo γ_{fat} che si assume di valore pari a 2.

$$\sigma_f = \frac{1,2 f_{ct0,05}}{\gamma_{FAT}} = \frac{1,2 \cdot 0,7 \cdot 0,48 \sqrt{R_{ck}}}{\gamma_{FAT}} = 1,35 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma_{MAX} < \sigma_{FAT}$

La verifica risulta soddisfatta.