

COMMITTENTE



COMUNE DI PALERMO AREA INFRASTRUTTURE E TERRITORIO

PROGETTISTA

ATI:



(Capogruppo Mandataria)




DOMINIQUE PERRAULT
ARCHITECTE

METROPOLITANA AUTOMATICA LEGGERA DELLA CITTA' DI PALERMO PRIMA LINEA TRATTA FUNZIONALE ORETO/NOTARBARTOLO PROGETTO PRELIMINARE

METODI COSTRUTTIVI CRITERI DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEI CONCI PREFABBRICATI

COMMESSA	FASE	COMPARTO	DOCUMENTO	REV	SCALA	NOME FILE
MPA1	PP	MCS	GNRS02	2	-	MCS_GNRS02_2.doc

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	AUTORIZZATO	PROGETTISTA
2	SETT. 2006	REVISIONE GENERALE	Beltrami	Pedrazzi	Cecchi/Di Nicola	Piscitelli	
1	AGOSTO 2006	AGGIORNAMENTO DATA DI CONSEGNA E REVISIONE GENERALE	Beltrami	Pedrazzi	Cecchi/Di Nicola	Piscitelli	
0	MAGGIO 2006	EMISSIONE ELABORATI OPERE CIVILI	Beltrami	Pedrazzi	Cecchi/Di Nicola	Piscitelli	

	Metropolitana automatica Leggera della città di Palermo. Prima linea - Tratta funzionale Oreto/Notarbartolo.
	Criteri di dimensionamento e verifica dei conci prefabbricati

1 CRITERI E PRESCRIZIONI ESECUTIVE PER I CONCI PREFABBRICATI DI RIVESTIMENTO DELLE GALLERIE ESEGUITE CON TBM.

Nell'ambito del progetto preliminare per la realizzazione della Metropolitana Leggera di Palermo, la presente relazione descrive le metodologie che sono richieste in termini sia di prescrizioni costruttive-esecutive che di verifiche prestazioni-stabilità strutturale del rivestimento delle gallerie naturali eseguite con sistema meccanizzato.

Nella presente relazione sono riportate le metodologie per:

- la verifica strutturale dei conci prefabbricati per le fasi transitorie di trasporto, stoccaggio e messa in opera;
- la verifica strutturale dei rivestimenti definitivi in condizioni di esercizio nelle sezioni di progetto mediante analisi numeriche agli elementi finiti (vedi ad esempio il codice di calcolo PLAXIS).

1.1 IL PROGETTO DEI CONCI PREFABBRICATI


Qui di seguito si riportano alcune prescrizioni riguardanti nello specifico i conci di rivestimento previsti per le gallerie eseguite con la TBM.

Il progetto di dettaglio dei conci prefabbricati e delle relative armature è onere dell'Appaltatore, che dovrà provvedere ad esso in stretta connessione con il progetto della TBM.

Oltre alle sollecitazioni prevalentemente di compressione cui sarà soggetta la struttura dell'anello di rivestimento una volta messa in opera (che dipendono dalle condizioni geotecniche incontrate e dal processo di scavo), i singoli conci prefabbricati prima di essere assemblati in sito sono soggetti ad una serie di azioni e carichi di tipo molto diverso. L'Appaltatore dovrà quindi provvedere alla verifica strutturale dei conci prefabbricati sia nelle fasi transitorie che nelle condizioni di esercizio. Tra le fasi transitorie di vita dei conci, che certamente devono essere soggette a verifica specifica, si citano:

- lo scasso dei conci,
- la movimentazione e l'appoggio dei conci (in stabilimento e nella TBM),
- lo stoccaggio dei conci,
- la fase di montaggio nella TBM,
- la condizione di spinta dei martinetti della TBM sull'anello in fase di avanzamento,
- le condizioni di spinta in fase di sblocco della TBM,
- ecc..

Per quanto riguarda le tolleranze di costruzione, i casseri per i conci prefabbricati saranno dimensionati in maniera da assicurare una tolleranza nelle dimensioni di progetto pari a ± 1 mm riferita a qualsiasi punto della superficie dei conci stessi.

	Metropolitana automatica Leggera della città di Palermo. Prima linea Tratta funzionale Oreto-Notarbartolo.
	Criteria di dimensionamento e verifica dei conci prefabbricati

1.2 IL MONTAGGIO DEI CONCI

L'Appaltatore si assumerà l'onere dell'installazione dei conci a perfetta regola d'arte, e risponderà di tutte le imperfezioni che dovessero presentarsi nel rivestimento in seguito all'installazione quali sbeccature, scheggiature, lesioni, ecc.

La tolleranza di posa in senso radiale dei lati del singolo concio, rispetto alla geometria della sezione trasversale teorica della galleria, è di 2 cm. La tolleranza è di 1 cm nei riguardi della posizione relativa tra concio e concio in corrispondenza dei giunti radiali e longitudinali. I relativi controlli sulla tolleranza di montaggio dovranno essere prescritti e certificati dalla DL.

1.3 L'INGHISAGGIO DEI CONCI

All'inizio dei lavori, l'Appaltatore presenterà una proposta metodologica per l'inghisaggio dei conci che dovrà essere approvata dalla DL, e la cui adeguatezza dovrà essere sperimentata in scala reale, e in contraddittorio con la DL stessa.

L'Appaltatore eseguirà a tale scopo dei carotaggi attraverso il rivestimento della galleria per indagare lo stato di qualità dell'intasamento raggiunto.

Lo spazio anulare compreso tra il profilo dello scavo e l'estradosso degli anelli di rivestimento deve essere riempito con una miscela d'iniezione in pressione, durante la fase d'avanzamento, per consentire il definitivo fissaggio dell'anello ed evitare o limitare possibili assestamenti del terreno che potrebbero ripercuotersi in superficie sotto forma di cedimenti.

Le modalità d'iniezione sono essenzialmente due:

- attraverso tubazioni inserite nella coda dello scudo e distribuite sulla circonferenza;
- attraverso i conci di rivestimento;

Il primo sistema è quello che soddisfa l'esigenza di limitare i cedimenti in superficie e viene eseguito contemporaneamente all'avanzamento dello scudo, ed è quindi il sistema che viene normalmente utilizzato e che è prescritto in questo progetto. L'iniezione attraverso gli inserti predisposti nei conci interviene in ritardo rispetto all'avanzamento con il rischio di lasciare pericolosi spazi vuoti all'esterno del rivestimento. Tale sistema viene eventualmente adoperato in seconda battuta, per completare possibili porzioni rimaste vuote in calotta.

1.4 L'IMPERMEABILIZZAZIONE DEI CONCI


Il sistema d'impermeabilizzazione del rivestimento deve garantire condizioni di perfetta tenuta del rivestimento contro le infiltrazioni d'acqua.

E' onere dell' Appaltatore iniettare con miscele cementizie tutte quelle zone in cui dovessero manifestarsi delle infiltrazioni d'acqua attraverso i giunti, fino al completo arresto delle infiltrazioni stesse.

Guarnizioni di tenuta in gomma devono essere predisposte lungo tutti i giunti tra i conci prefabbricati, sia quelli radiali che quelli longitudinali.

Le guarnizioni per la tenuta idraulica vanno fissate ai conci in appositi risparmi predisposti, con un idoneo adesivo monocomponente. Su ogni guarnizione dovrà essere impressa la sigla del concio di riferimento.

La tenuta idraulica deve essere garantita dalla compressione che viene impressa alle guarnizioni durante il montaggio dei conci.

	Metropolitana automatica Leggera della città di Palermo. Prima linea Tratta funzionale Oreto-Notarbartolo.
	Criteria di dimensionamento e verifica dei conci prefabbricati

L' Appaltatore è responsabile della bontà del sistema di impermeabilizzazione offerto, che deve assicurare la perfetta tenuta per pressioni d'acqua non inferiori a 6 bar in presenza degli scostamenti ammessi nella fase di montaggio dei conci.

Le dimensioni e la posizione delle guarnizioni di tenuta devono essere compatibili con le caratteristiche costruttive della TBM (erettore, martinetti di spinta, ecc.).

La superficie dei conci prefabbricati a contatto con le guarnizioni deve essere lubrificata mediante grasso siliconico o simile, per la salvaguardia delle guarnizioni stesse.


Le caratteristiche tecniche delle guarnizioni che l' Appaltatore proporrà saranno sottoposte all'approvazione preventiva della DL.

1.5 I SISTEMI PER IL POSIZIONAMENTO E IL BLOCCAGGIO DEI CONCI

L'inserimento dei conci verrà eventualmente agevolato con l'ausilio di barre guida in plastica, incollate tramite adesivo monocomponente in appositi risparmi predisposti sui lati corti dei conci prefabbricati.

Per agevolare il corretto allineamento e la connessione dei singoli conci rispetto all'anello già montato, saranno previsti in direzione longitudinale idonei spinotti longitudinali in materiale plastico, o sistemi di connessione equivalenti che saranno proposti dall'Appaltatore. I perni saranno alloggiati in idonei fori di risparmio predisposti nei conci.

Le tipologie delle barre guida e del sistema di connessione dei conci dovranno essere approvate dalla DL. L'adeguatezza della soluzione proposta dall' Appaltatore dovrà essere comprovata da un'idonea sperimentazione preliminare in scala reale. In particolare il numero dei perni di collegamento, la loro tipologia e lunghezza, dovrà essere determinato in funzione dell'esatta geometria dei conci prefabbricati. Un parametro fondamentale per giudicare l'idoneità di tali dispositivi saranno la forza di sfilamento e la resistenza a taglio degli spinotti, che dovranno essere certificate da apposite prove preliminari, e verificate in funzione delle prevedibili azioni che si generano in fase di movimentazione e di montaggio dei conci.

	Metropolitana automatica Leggera della città di Palermo. Prima linea Tratta funzionale Oreto-Notarbartolo.
	Criteri di dimensionamento e verifica dei conci prefabbricati


2 NORME E RIFERIMENTI

2.1 LEGGI E DECRETI

- [1] Legge 05/11/1971, n.1086: “Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica” e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 14/02/1974, n. 11951).
- [2] D.M. 09/01/1996: “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche” e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 15/10/96, n. 252).
- [3] D.M. 16/01/1996: “Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»” e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 04/07/96, n. 156 AA.GG./STC).
- [4] ENV 1997-1 Eurocodice 7, “Progettazione geotecnica” Parte 1: Regole generali.
- [5] ENV 1997-2 Eurocodice 7, “Progettazione geotecnica” Parte 2: Progettazione assistita da prove di laboratorio.
- [6] ENV 1997-3 Eurocodice 7, “Progettazione geotecnica” Parte 3: Progettazione assistita da prove in sito.
- [8] ENV 1998-1-1 Eurocodice 8, “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture” Parte 1-1: Regole generali – Azioni sismiche e requisiti generali per le strutture.
- [9] ENV 1998-5 Eurocodice 8, “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture” Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [10] Ordinanza PCM n. 3274 20/3/2003, “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- [11] Ordinanza PCM n. 3431 03/05/2005, Ulteriori modifiche ed integrazioni all’ordinanza del PCM n. 3274 20/3/2003.
- [12] UNI-ENV 1992-1-1 Eurocodice 2, “Progettazione delle strutture di calcestruzzo” Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- [13] CEB-FIP - Model Code for Concrete Structures (MC-90).
- [14] ENV 206-1, “Calcestruzzo – Prestazioni, produzione, getto e criteri di conformità”.
- [15] UNI 11104, “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità” Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1.

2.2 ALTRI RIFERIMENTI

- [1] SEAOC Blue Book “Conceptual Framework for Performance-Based Seismic Design”, Appendix B (2000).
- [2] Gruppo di Lavoro (2004). Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall’Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003. Rapporto Conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, aprile 2004, 65 pp. + 5 appendici).

	Metropolitana automatica Leggera della città di Palermo. Prima linea Tratta funzionale Oreto-Notarbartolo.
	Criteri di dimensionamento e verifica dei conci prefabbricati

- [3] “Recenti orientamenti nella progettazione statica delle gallerie”, R. Ribacchi, AGI, XVIII Convegno Nazionale di Geotecnica – Rimini, maggio 1993.
- [4] “Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground”, Mair and Taylor, 1996.
- [5] “Seismic design and analysis of underground structures”, Y. M.A. Hashash, J. J. Hook, B. Schmidt, J. I-Chiang Yao, Tunneling and Underground Space Technology, Vol. 16, N 2, pp. 247-293, 2001.
- [6] “Fondazioni”, Bowles, McGraw Hill, 1994.
- [7] “Progetto agli stati limite delle strutture in c.a.”, A. Migliacci, F. Mola, Masson, Vol. 1-2, Ed. 2, 1996.
- [8] “Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses”, Seed H.B., Idriss I.M., Report no. EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center at University of California in Berkeley.
- [9] “SAHKE 91— *A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analyses of Horizontally Layered Soil Deposits*”, Schnabel, P., Lysmer, J. and Seed, H. B. [1972] modified by Idriss I. M and Sun J. I. [1992] Original Report No. UCB/EERC 72/12, Earthquake Engineering Research Center at University of California in Berkeley.
- [10] “Seismically – induced racking of tunnel lining”, Penzien J, J, Earthquake Eng. Struct. Dynamics, 29, 683-691, (2000).



3 CARATTERISTICHE E CRITERI DI VERIFICA DEI MATERIALI STRUTTURALI

3.1 RIVESTIMENTO PREFABBRICATI IN CONCI

○ Calcestruzzo per i conci prefabbricati

Conforme Norma EN 206-1 e Istruzioni UNI 11104

Classe di resistenza a compressione C35/45

Classe di esposizione XC2

Classe di consistenza S4

Rapporto massimo a/c 0.45

Diametro massimo inerti 25 mm

Inerti in curva granulometrica conforme a UNI 8520/2

Caratteristiche elastiche:

Modulo elastico $E_{cm} = 9.5 \times (f_{ck} + 8)^{1/3} = 33'877 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di Poisson $\nu = 0.20$

Coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 10^{-5} \text{ C}^{-1}$

Caratteristiche di resistenza:

Resistenza caratteristica a compressione (R_c cubi, f_c cilindri):

allo scasso $t=6h$ $R_{ckj} = -15.0 \text{ N/mm}^2$ $f_{ckj} = -12.5 \text{ N/mm}^2$

a fine maturazione $t=28gg$ $R_{ck} = -45.0 \text{ N/mm}^2$ $f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = -37.4 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media a trazione semplice ($t=28gg$) $f_{ctm} = 0.30 \times R_{ck}^{2/3} = 3.77 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%) $f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm} = 2.64 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica a trazione semplice (frattile 95%) $f_{ctk} = 1.30 \times f_{ctm} = 4.90 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo (compressione e trazione):

Azioni di breve durata $f_d = f_k / \gamma_c$

Azioni di lunga durata $f_d = 0.85 \times f_k / \gamma_c$

Coefficienti di verifica agli stati limite:

Stati Limite di Esercizio (S.L.E.) $\gamma_c = 1.0$

Stati Limite Ultimi (S.L.U.) $\gamma_c = 1.6$

○ Acciaio da cemento armato normale

Acciaio controllato in stabilimento tipo Fe B 44 k, diametro massimo $\varnothing 26 \text{ mm}$

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$



Metropolitana automatica Leggera della città di Palermo.

Prima linea Tratta funzionale Oreto-Notarbartolo.

Criteria di dimensionamento e verifica dei conci prefabbricati

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Copriferro (ricoprimento bordo staffa)	$c = 40 \text{ mm}$
Sovrapposizioni barre d'armatura	50 diametri
Coefficienti di verifica agli stati limite:	
Stati Limite di Esercizio (S.L.E.)	$\gamma_s = 1.0$
Stati Limite Ultimi (S.L.U.)	$\gamma_s = 1.15$

3.2 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche dei conci prefabbricati sono condotte con il metodo semiprobabilistico agli stati limite, sulla base di quanto indicato sulla normativa Europea per le strutture.

Di seguito si riportano le caratteristiche costitutive dei materiali impiegati nelle verifiche S.L.U. e S.L.E. ed i rispettivi livelli di prestazione attesi della struttura in termini di sforzi e deformazioni.

3.3 COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI

Le sollecitazioni in fase definitiva, nelle diverse sezioni di verifica, sono da considerarsi amplificate con un coefficiente di sicurezza allo S.L.U. pari a $\gamma_{gt}=1.50$ e a S.L.E. pari a $\gamma_{gt}=1.00$; per quanto concerne il carico dovuto alla pressione idrostatica viene invece utilizzato un coefficiente allo S.L.U. e S.L.E. pari a $\gamma_{gw}=1.00$.

In particolare le azioni interne all'anello saranno così valutate:

$$N_d = N_t \gamma_{gt} + N_w$$

$$M_d = M_x \gamma_{gt}$$

$$T_d = T_x \gamma_{gt}$$

4 VERIFICHE DI STABILITÀ E DELLE PRESTAZIONI STATICO-DEFORMATIVE DEL RIVESTIMENTO

Le metodologie di analisi illustrate nei punti seguenti sono relative alle:

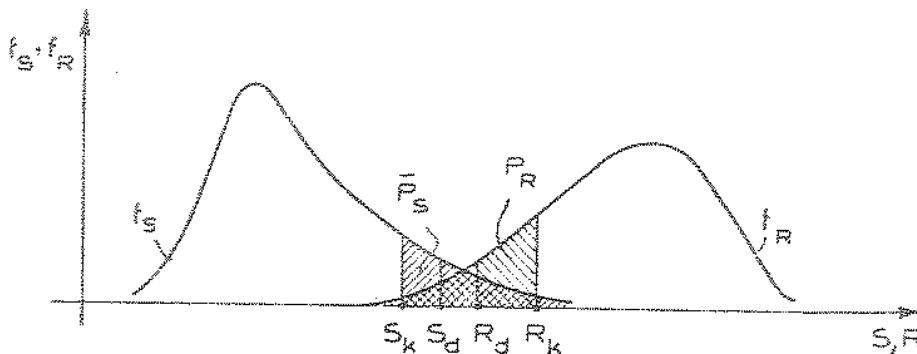
- verifiche del rivestimento definitivo in conci prefabbricati in fase transitoria;
- verifiche del rivestimento definitivo in conci prefabbricati in fase di esercizio.

Per le sopramenzionate condizioni sono state svolte verifiche agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite di Esercizio, congruenti con il livello di sollecitazione e delle risorse resistenti-deformative dei relativi meccanismi resistenti.

La verifica quindi sarà formalizzata nell'ambito del metodo semiprobabilistico agli stati limite, e risulterà positiva se:

$$S_d \leq R_d$$

ovvero la misura della sicurezza si dice positiva se le sollecitazioni di progetto S_d non superano le corrispondenti resistenze di progetto R_d che spettano alla struttura per lo stato limite in esame e, nel caso di sollecitazioni combinate (ad esempio N-M), se i domini delle sollecitazioni di progetto non superano i corrispondenti domini resistenti di progetto.



$$\bar{P}_S = P\{S > S_k\} \quad ; \quad P_R = P\{R \leq R_k\}$$

$$S_d = \gamma_f S_k \quad ; \quad R_d = \frac{R_k}{\gamma_m}$$

In particolare la probabilità $P_r = P\{R_d \leq S_d\}$ che le resistenze siano inferiori alle sollecitazioni è valutata considerando i seguenti livelli di sicurezza S.L.E e S.L.U. :

Stati Limite di Esercizio	P_S e $P_R = 5.0 \%$	$P_r = 0.01 \div 0.001$
Stati Limite Ultimi	P_S e $P_R \leq 0.5 \%$	$P_r \leq 0.00001 \div 0.000001$

4.1 STATI LIMITE ULTIMI

Le verifiche agli S.L.U. devono soddisfare il requisito di **Resistenza**, ossia per tutti gli elementi deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d).

Le verifiche agli Stati Limite Ultimi devono essere svolte considerando le seguenti proprietà di resistenza dei materiali:

Quadro sinottico resistenze di calcolo S.L.U. del calcestruzzo (t=28gg):

Resistenze di calcolo S.L.U.		Durata azioni	[N/mm ²]
Compressione	f_{cd}	Breve	-23.3
		Lunga	-19.8
Trazione semplice (*)	f_{ctd}	Qualunque	1.64

(*) solo per meccanismi a taglio e punzonamento

Quadro sinottico resistenze di calcolo S.L.U. dell'acciaio d'armatura:

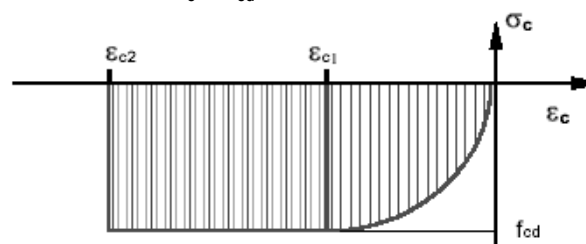
Resistenze di calcolo S.L.U.		[N/mm ²]
Trazione (Compressione)	f_{sd}	373.9

4.1.1 Verifiche a presso-flessione

Si descrive nel seguito le leggi costitutive impiegate per il calcolo a rottura delle sezioni per presso flessione.

Legge costitutiva del calcestruzzo (parabola-rettangolo):

$\varepsilon > 0$	trazione	$\sigma_c = 0 \text{ N/mm}^2$
$\varepsilon_{c1} \leq \varepsilon \leq 0$	tratto parabolico	$\sigma_c = f_{cd} \cdot \varepsilon \cdot (2 - \varepsilon / \varepsilon_{c1}) / \varepsilon_{c1}$
$\varepsilon_{c2} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{c1}$	tratto costante	$\sigma_c = f_{cd}$



resistenza in compressione

$$f_{cd} = -23.3 / -19.8 \text{ N/mm}^2$$

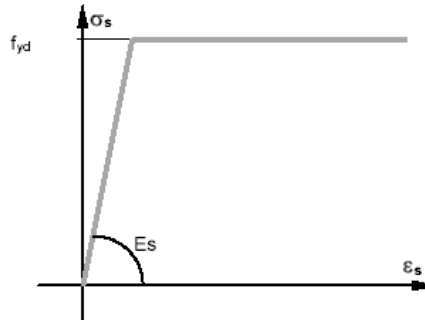
deformazioni limite

$$\varepsilon_{c1} = -0.002, \varepsilon_{c2} = -0.0035$$

Legge costitutiva dell'armatura ordinaria (bilineare elastica-perfettamente plastica):

$$|\varepsilon| \leq |\varepsilon_y| \text{ tratto elastico} \quad \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon \quad (E_s = 206'000 \text{ N/mm}^2)$$

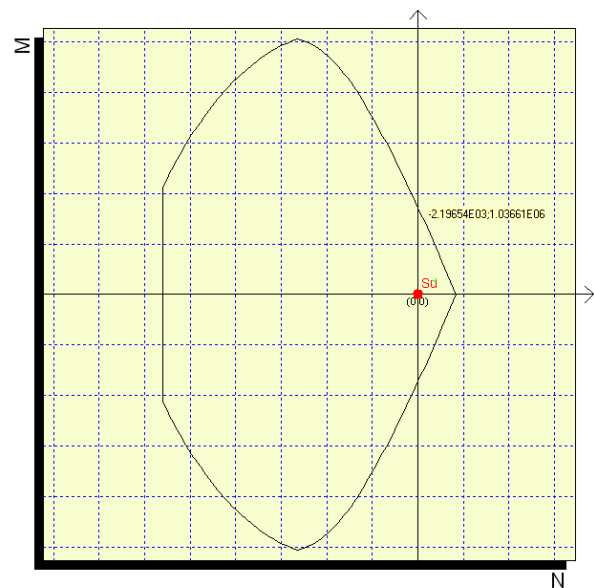
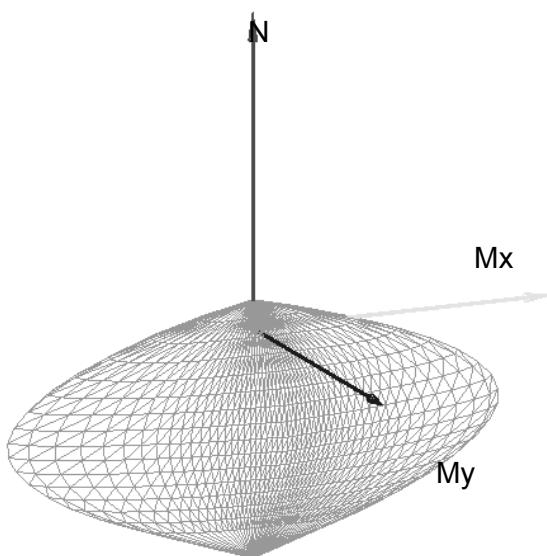
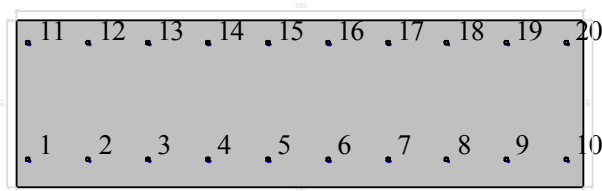
$$|\varepsilon_y| \leq |\varepsilon| \leq |\varepsilon_u| \text{ tratto plastico} \quad \sigma_s = f_{yd}$$



resistenza di snervamento $f_{yd} = 373.9 \text{ N/mm}^2$


deformazioni limite $|\varepsilon_y| = f_{yd}/E_s, |\varepsilon_u| = 0.01$

Il dominio di resistenza a presso-flessione per la sezione del cono di spessore $h = 30 \text{ cm}$ ed armatura simmetrica $A_s = A_s' = \varnothing 12/10$ è quindi valutato nei seguenti diagrammi (azioni di lunga durata):



Si riportano di seguito i valori dei momenti resistenti in assenza di sollecitazione normale per $R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$ e per $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$:

allo scasso $t=6h$ $M_{rd} = 93.5 \text{ kNm}$

	Metropolitana automatica Leggera della città di Palermo. Prima linea Tratta funzionale Oreto-Notarbartolo.
	Criteri di dimensionamento e verifica dei conci prefabbricati

a fine maturazione $t=28\text{gg}$

$$M_{rd} = 105.3\text{kNm}$$

4.1.2 Verifiche a taglio

Si descrive nel seguito le equazioni impiegate per il calcolo a rottura delle sezioni per taglio.

4.1.2.1 Verifiche a taglio delle sezioni non armate a taglio

Secondo quanto disposto dall'Eurocodice 2 (4.3.2.3), deve verificarsi:

$$V_{sdu} \leq [\tau_{Rd} k (1.2 + 40 \rho_l) + 0.15 \sigma_{cp}] b_w d = V_{Rd1}$$

Dove:

V_{sdu}	(kN)	taglio sollecitante di calcolo
$\tau_{Rd} = 0.25 f_{ctk} / \gamma_c$	(N/mm ²)	resistenza unitaria a taglio di calcolo di riferimento
$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	(N/mm ²)	resistenza a trazione di calcolo del cls
$f_{ctm} = 0.30 (R_{ck})^{(2/3)}$	(N/mm ²)	resistenza media a trazione del cls
$k = (1.6 - d) \geq 1$		
d	(m)	altezza utile
$\rho_l = A_{sl} / (b_w d) \leq 0.02$	(%)	
b_w	(m)	larghezza resistente al taglio
A_{sl}	(m ²)	armatura longitudinale di trazione
$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$	(N/mm ²)	
N_{Sd}	(kN)	forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva)

4.1.2.2 Verifiche a taglio delle sezioni armate a taglio

Secondo quanto disposto dall'Eurocodice 2 (4.3.2.4), deve verificarsi:

$$V_{wd} \geq 0.5 V_{Rd3} \quad \text{e} \quad V_{Rd3} \leq V_{cd} + V_{wd}$$

dove:

$V_{cd} = [\tau_{Rd} k (1.2 + 40 \rho_l) + 0.15 \sigma_{cp}] b_w d$	(kN/m)	contributo del cls
$V_{wd} = A_{sw} f_{ywd} 0.9d/s (1 + \cot\alpha) \sin\alpha$	(kN/m)	resistenza dell'armatura trasversale a taglio
$f_{ywd} = f_{ywk} / \gamma_s$	(N/mm ²)	resistenza a trazione di calcolo dell'armatura
s	(m)	passo armatura trasversale
A_{sw}	(m ²)	area armatura trasversale posta all'interasse s
α	(rad)	inclinazione armatura trasversale rispetto all'asse trave

4.1.3 Verifiche pressioni di contatto e trazioni trasversali

Si descrive nel seguito le equazioni impiegate per il calcolo a rottura per pressioni di contatto e trazioni trasversali in base al punto 5.4.8.1 dell'Eurocodice 2:



Verifica pressioni di contatto:

Area di carico $A_{c1} = d_1 \times b_1$

Area di ripartizione $A_c = d \times b$

Resistenza d'appoggio $V_{rd} = A_{c1} \times f_{cd} \times (A_c/A_{c1})^{0.5} \leq 3.3 \times f_{cd} \times A_{c1}$

Verifica di sicurezza $V_{rd} / V_{sd} \geq 1.0$

Verifica trazioni trasversali:

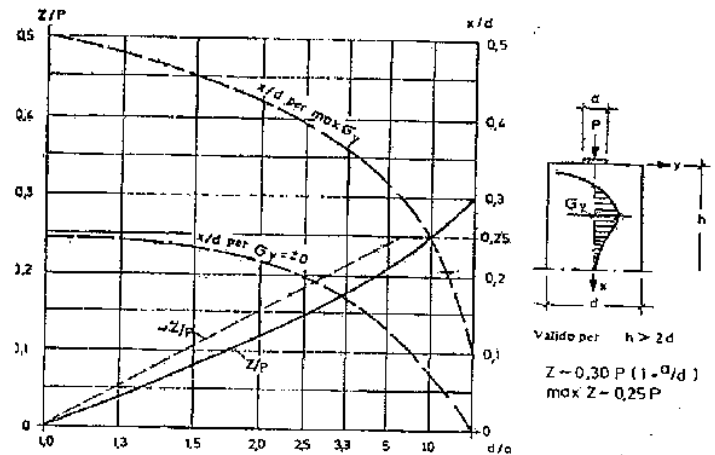
La forza di trazione trasversale F_h , radiale rispetto ad un carico concentrato, può essere valutata con la formula proposta da Leonhardt:

$F_h = 0.30 \times V_{sd} \times (1 - a/d)$

Con:

a = larghezza di applicazione del carico concentrato

d = altezza della sezione



4.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le verifiche agli Stati Limite di Esercizio devono essere eseguite considerando le seguenti limitazioni di sforzo e deformazione dei materiali.

Quadro sinottico resistenze di calcolo S.L.E. del calcestruzzo (t=28 gg), per condizione ambiente gruppo b (moderatamente aggressivo):

Resistenze di calcolo S.L.E.		Combinazione di carico		[N/mm ²]
Compressione	f_{cd}	Rara	$0.60 \times f_{ck}$	-22.4
		Quasi permanente	$0.45 \times f_{ck}$	-16.8
Trazione semplice	f_{ctd}	Qualunque		2.4

Quadro sinottico resistenze di calcolo S.L.E. dell'acciaio d'armatura:

Resistenze di calcolo S.L.E.		Combinazione di carico		[N/mm ²]
Trazione (Compressione)	f_{sd}	Rara	$0.70 \times f_{yk}$	301.0

4.2.1 Verifiche a presso-flessione

4.2.1.1 Stato Limite di Esercizio (S.L.E.) e di comfort

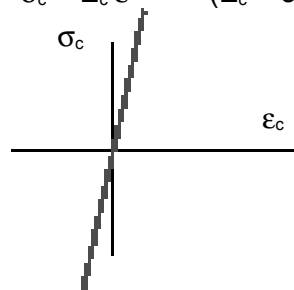
Tali verifiche risultano soddisfatte qualora le tensioni e le deformazioni che si ottengono in condizioni di esercizio risultano inferiori ai limiti sopra indicati.

Si descrive nel seguito le leggi costitutive impiegate per il calcolo elastico delle sezioni per presso-flessione (sezioni parzializzate con calcestruzzo reagente in trazione solo per deformazioni $\varepsilon_c \leq \varepsilon_{ct}$).

Legge costitutiva del calcestruzzo (elastica lineare):

$$\varepsilon > 0 \quad \text{trazione} \quad \sigma_c = E_c \cdot \varepsilon \quad (E_c = 38'000 \text{ N/mm}^2)$$

$$\varepsilon < 0 \quad \text{compressione} \quad \sigma_c = E_c \cdot \varepsilon \quad (E_c = 38'000 \text{ N/mm}^2)$$



limite sforzo in compressione $\sigma_c = -22.4 / -16.8 \text{ N/mm}^2$

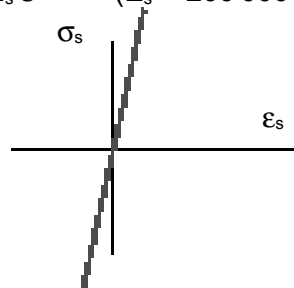
deformazioni limite in compressione $\varepsilon_c = f_{cd}/E_c$

limite sforzo in trazione $\sigma_{ct} = 2.4 / 2.9 \text{ N/mm}^2$

deformazioni limite in trazione $\varepsilon_{ct} = f_{ctd}/E_c$

Legge costitutiva dell'armatura ordinaria (lineare elastica):

$$|\varepsilon| \leq |\varepsilon_y| \text{ tratto elastico} \quad \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon \quad (E_s = 206'000 \text{ N/mm}^2)$$



limite sforzo in compressione/trazione $\sigma_s = \pm 301.0 \text{ N/mm}^2$

deformazioni limite elastica $\varepsilon_s = f_{yd}/E_s$

Nel calcolo lineare delle sezioni in c.a. il coefficiente di omogeneizzazione dell'acciaio d'armatura è stato differenziato in funzione dell'età di maturazione del calcestruzzo, in particolare:

allo scassero $j=6h$ $n = 6$

a fine maturazione $t=28\text{gg}$

$n = 15$

4.2.2 Stato Limite di Fessurazione (S.L.F.)

Si verifica lo Stato Limite di formazione e di apertura delle fessure nelle sezioni in c.a..

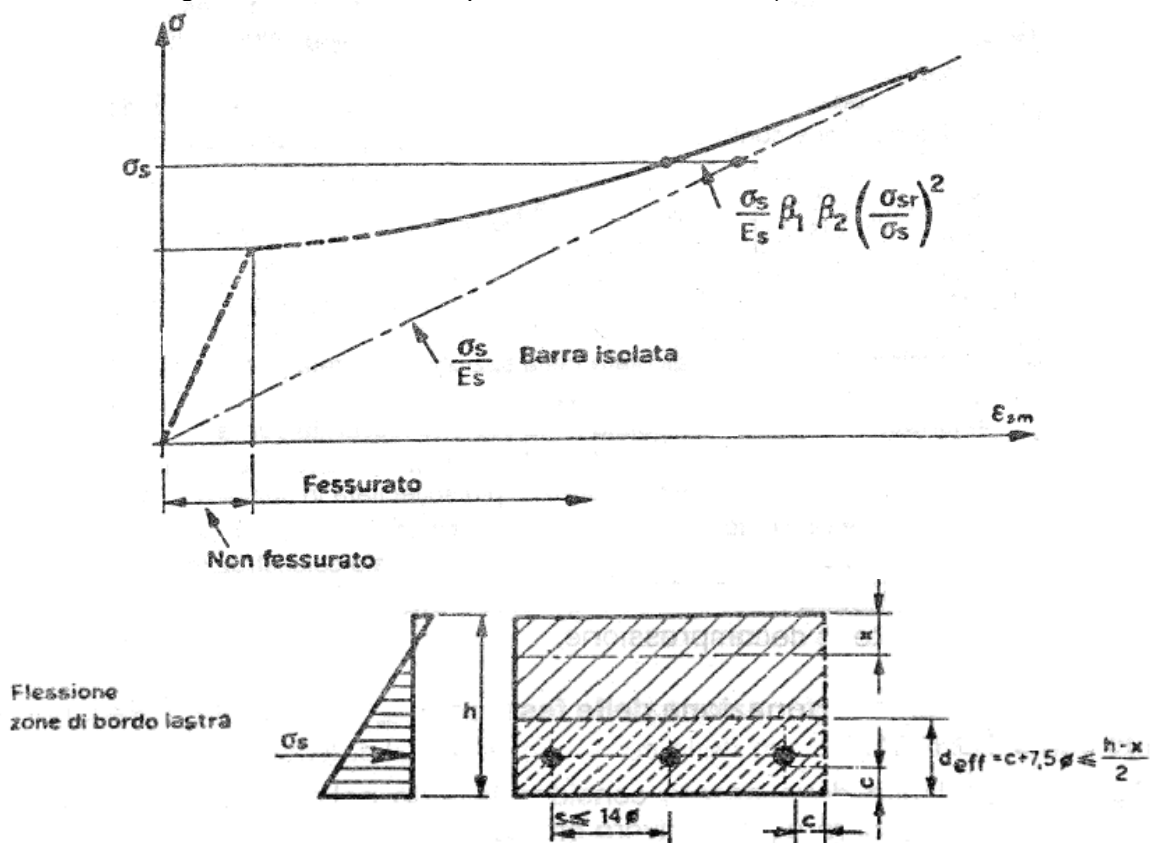
4.2.2.1 Stato limite di formazione delle fessure

Condizione nella quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra considerata è uguale al frattile inferiore della resistenza a trazione

$$\sigma = 0.7 f_{ctm}$$

ovvero se al lembo teso della sezione omogeneizzata interamente reagente lo sforzo normale di trazione non superi il limite ammissibile del calcestruzzo.

Se tale verifica non è soddisfatta si procede alla verifica di apertura delle fessure secondo le leggi di comportamento dei materiali come di seguito descritte (sezioni parzializzate con calcestruzzo reagente in trazione solo per deformazioni $\varepsilon_c \leq \varepsilon_{ct}$).



1.1.1.1. Stato limite di apertura delle fessure

La verifica è condotta per lo stato limite di apertura delle fessure in combinazione quasi



permanente. Infatti secondo quanto è disposto dall'Eurocodice 2 (par. 14.4) per classi di esposizione 2 (ambiente umido) corrispondente alla XC2 della norma UNI EN 206 a cui si è fatto riferimento, l'ampiezza delle fessure è limitata a:

$w_l = 0.30$ mm per le combinazioni quasi permanente

stabiliti in funzione delle classe di esposizione.

Tale verifica è soddisfatta quando il valore caratteristico di apertura delle fessure (w_k) nella zona (A_{ceff}) di efficacia delle armature (ossia la zona di cls entro la quale la barra di acciaio può effettivamente influenzare l'apertura delle fessure, ritenuta, per la singola barra di forma circolare, pari a 14 volte il diametro della stessa) non supera il valore prefissato dalla Norma.

Il valore w_k calcolato si riferisce all'apertura della fessura misurata sulla superficie del cls all'interno dell'area di efficacia dell'armatura, e vale:

$$w_k = 1.7 \times w_m \quad \text{CON} \quad w_m = \varepsilon_{sm} \times s_{rm}$$

in cui w_m rappresenta il valore medio dell'apertura calcolata in base alla deformazione unitaria media dell'armatura ε_{sm} sviluppato su di un tratto s_{rm} pari alla distanza media fra le fessure.

Per quanto riguarda i singoli termini di cui sopra, si ha:

$$s_{rm} = 50 + 0.25k_1k_2 \frac{\Phi}{\rho_r}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1\beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$$

i cui simboli sono chiariti nel prospetto che segue:

k_2 è un coefficiente che tiene conto del diagramma delle deformazioni è uguale a

$k_2 = 0.5$ per flessione;

$k_2 = 1.0$ per trazione pura;

k_1 è un coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre è uguale a

$k_1 = 0.8$ per barre ad aderenza migliorata;

$k_1 = 1.6$ per barre lisce;

β_1 è un coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre è uguale a

$\beta_1 = 1.0$ per barre ad aderenza migliorata;

$\beta_1 = 0.5$ per barre lisce;

β_2 è un coefficiente che tiene conto della durata del carico è uguale a

$\beta_2 = 0.5$ azioni di lunga durata

$\beta_2 = 1.0$ azioni di breve durata

coefficiente combinazione azioni

σ_s è la tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la combinazione di azioni



considerata, in corrispondenza del livello baricentrico dell'armatura all'interno dell'area efficace;

σ_{sr} è la tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione f_{ctm} nella fibra di cls più sollecitata con sezione interamente reagente, sempre calcolata in corrispondenza del livello baricentrico dell'armatura.

Per quanto concerne il calcolo di σ_{sr} si procede così:

- si determina il momento di inerzia I della sezione omogeneizzata nel piano di sollecitazione in esame, considerando la sezione interamente reagente (I° stadio);
- nel caso di flessione la tensione nella generica fibra di cls più esterna (ossia più sollecitata) è data da:

$$\sigma_c = \frac{M}{I} y_{max}; \quad \text{con } y_{max} = \text{massima distanza della fibra di cls dall'asse baricentrico}$$

della sezione ed M la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della f_{ctm} nella fibra di cls più sollecitata in sezione interamente reagente, per cui:

$$M = \frac{I}{y_{max}} f_{ctm}$$


- nel caso di pressoflessione la tensione nella generica fibra di cls più esterna (ossia più sollecitata) è data da:

$$\sigma_c = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} y_{max}; \quad \text{con } y_{max} = \text{massima distanza della fibra di cls dall'asse baricentrico}$$

della sezione ed M la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della f_{ctm} nella fibra di cls più sollecitata in sezione interamente reagente, per cui:

$$M = \frac{I}{y_{max}} \left(f_{ctm} - \frac{N}{A} \right)$$

- da cui σ_{sr} è la tensione calcolata nella sezione fessurata (ossia con cls non reagente a trazione: II° stadio)

	Metropolitana automatica Leggera della città di Palermo. Prima linea Tratta funzionale Oreto-Notarbartolo.
	Criteri di dimensionamento e verifica dei conci prefabbricati

4.3 GEOMETRIA DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO IN CONCI PREFABBRICATI

Il rivestimento della galleria di linea è costituito da anelli di spessore 30 cm, ciascuno composto da 6+1 conci prefabbricati di calcestruzzo armato. Le caratteristiche geometriche dell'anello di rivestimento sono:

Diametro esterno:	5.90 m
Diametro interno:	5.30 m
Spessore:	0.30 m
Raggio medio:	2.80 m
N° dei conci:	7 (6 + 1 di chiave)
Lunghezza media del singolo concio:	2.777 m (angolo sotteso 56.82°)
Larghezza media del singolo concio:	1.20 m

4.4 VERIFICHE STATICHE IN FASE TRANSITORIA DEI CONCI PREFABBRICATI

Le verifiche da effettuare riguardano le fasi transitorie di costruzione, trasporto e montaggio. I conci realizzati in stabilimento vengono estratti dai casseri mediante apertura degli stessi sollevati e trasportati all'area di stoccaggio.

Si assume che tali operazioni avvengano quando il calcestruzzo ha raggiunto una resistenza caratteristica $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$.

Dopo un adeguato periodo di stoccaggio, allorché il calcestruzzo ha raggiunto la resistenza caratteristica richiesta ($R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$), si procede al trasporto in cantiere.

La posa in opera avviene tramite apposito meccanismo erettore dello scudo, disposto immediatamente a tergo del dispositivo di scavo.

Le verifiche vengono eseguite considerando le condizioni statiche più gravose.

Gli effetti dell'azione dei martinetti sono calcolati assumendo la spinta massima che lo scudo può esercitare. Si è considerato inoltre che tale carico possa avere un eccentricità massima di 5 cm. Dato che la spinta massima dei martinetti si esercita in fase costruttiva di durata breve, nelle verifiche è stato considerato un coefficiente di maggiorazione delle azioni del valore $\gamma_q = 1$.

Quadro sinottico delle verifiche statiche dei conci prefabbricati in fase transitoria:

Verifiche	S.L.U. (*)			S.L.E.	
	Resistenza	Taglio	Press. di contatto e traz. trasv.	Tensioni Presso-Flessione	Fessurazione
Rimozione dei casseri	X	X	–	X	–
Prima movimentazione	X	X	–	X	–
Stoccaggio	X	X	–	X	x
Montaggio	X	X	–	X	–
Spinta dei martinetti	X	–	X	–	–

(*) nelle verifiche lato calcestruzzo si considererà le azioni come di breve durata



4.4.1 Rimozione dei casseri

Non si procederà alla rimozione dei casseri fino a che il calcestruzzo abbia raggiunto la resistenza $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$.

Ipotizzando che il concio venga sollevato ai lati, si considera i seguenti carichi:

Peso proprio del concio $P_p = \gamma_{cls} \times V_{ol} \quad [\text{kN/m}]$

Incremento dinamico per effetto delle vibrazioni $I_{Pp} = 0.4 \times P_p \quad [\text{kN/m}]$

Incremento dovuto all'aderenza tra concio e cassero ($a=2\text{kN/m}^2$) $P_q = a \times S_{up} \quad [\text{kN/m}]$

Il carico totale distribuito è quindi: $p = \gamma_p \times (P_p + I_{Pp} + P_q)$ con $\gamma_p=1.5$ (S.L.U.) o $\gamma_p=1.0$ (S.L.E.)

Il modello di calcolo delle sollecitazioni è di semplice appoggio:

$$M_{max} = p \times L^2/8 \quad V_{max} = p \times L/2$$

4.4.2 Prima movimentazione

Il calcestruzzo è considerato ancora con la resistenza minima di $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$. Ipotizzando che il concio venga sollevato ai lati, si considera i seguenti carichi:

Peso proprio del concio $P_p = \gamma_{cls} \times V_{ol} \quad [\text{kN/m}]$

Incremento dinamico per effetto delle vibrazioni $I_{Pp} = 0.6 \times P_p \quad [\text{kN/m}]$

Il carico totale distribuito è quindi: $p = \gamma_p \times (P_p + I_{Pp})$ con $\gamma_p=1.5$ (S.L.U.) o $\gamma_p=1.0$ (S.L.E.)

Il modello di calcolo delle sollecitazioni è di semplice appoggio:

$$M_{max} = p \times L^2/8 \quad V_{max} = p \times L/2$$

4.4.3 Stoccaggio dei conci

Il calcestruzzo è considerato con la resistenza finale di $R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$. Ipotizzando che il concio venga appoggiato all'estremità, si considera i seguenti carichi:

Peso proprio del concio $P_p = \gamma_{cls} \times V_{ol} \quad [\text{kN/m}]$

Il carico totale distribuito è quindi: $p = \gamma_p \times P_p$ con $\gamma_p=1.5$ (S.L.U.) o $\gamma_p=1.0$ (S.L.E.)

Il modello di calcolo delle sollecitazioni è di semplice appoggio:

$$M_{max} = p \times L^2/8 \quad V_{max} = p \times L/2$$

4.4.4 Montaggio dei conci


Il calcestruzzo è considerato con la resistenza finale di $R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$. Ipotizzando che il concio venga sollevato dall'ereuttore tramite un inserto di presa collocato al suo centro e quindi si comporta come una trave su un unico appoggio centrale, si considera i seguenti carichi:

Peso proprio del concio $P_p = \gamma_{cls} \times V_{ol} \quad [\text{kN/m}]$

Incremento dinamico per effetto delle vibrazioni $I_{Pp} = 0.6 \times P_p \quad [\text{kN/m}]$

Il carico totale distribuito è quindi: $p = \gamma_p \times (P_p + I_{Pp})$ con $\gamma_p=1.5$ (S.L.U.) o $\gamma_p=1.0$ (S.L.E.)

Il modello di calcolo delle sollecitazioni è a mensola:

	Metropolitana automatica Leggera della città di Palermo. Prima linea Tratta funzionale Oreto-Notarbartolo.
	Criteri di dimensionamento e verifica dei conci prefabbricati

$$M_{\max} = p x L^2 / 4 \quad V_{\max} = p x L / 2$$

4.4.5 Spinta dei martinetti

Il calcestruzzo è considerato con la resistenza finale di $R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$. Ipotizzando che il concio venga caricato da martinetti che contrastano su un lato, si considera i seguenti carichi:

Azione assiale martinetti	N_m	[kN]
Momento d'eccentricità	$M_m = 0.05m \times N_m$	[kNm]

Il carico totale concentrato è quindi applicato sull'impronta utile con un coefficiente $\gamma_p = 1.0$ valido sia per verifiche S.L.U. poiché si tratta di un carico istantaneo.

Le verifiche sono quindi esclusivamente allo S.L.U. e si verificano le pressioni di contatto e le trazioni trasversali.

4.5 VERIFICHE STATICHE DEI CONCI PREFABBRICATI IN ESERCIZIO

Il calcolo delle sollecitazioni del rivestimento in conci prefabbricati è stato condotto attraverso una modellazione numerica agli elementi finiti con il codice di calcolo PLAXIS.

Il modello di calcolo utilizzato è bidimensionale, relativo a condizioni di deformazione piana. Il terreno viene modellato come un mezzo continuo elastico perfettamente plastico con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb e legge di flusso non associata.

Lo scavo della galleria viene simulato rilasciando in modo uniforme un sistema di forze equivalenti applicate sul contorno del profilo scavo, tenendo conto della variazione del tasso di sconfinamento in funzione della distanza della sezione di calcolo dal fronte; in questo modo il problema tridimensionale dello scavo della galleria viene ricondotto ad un problema piano, con la possibilità di valutare le azioni sulle strutture di rivestimento ad un problema piano, con la possibilità di valutare le azioni sulle strutture di rivestimento al progredire degli avanzamenti.

La presenza dei fabbricati interferenti sul piano campagna viene simulata tramite l'applicazione di una pressione equivalente ai carichi presunti scaricati sui piani di fondazione (così come desunto dalle schede di censimento dei fabbricati interferenti con la tratta).

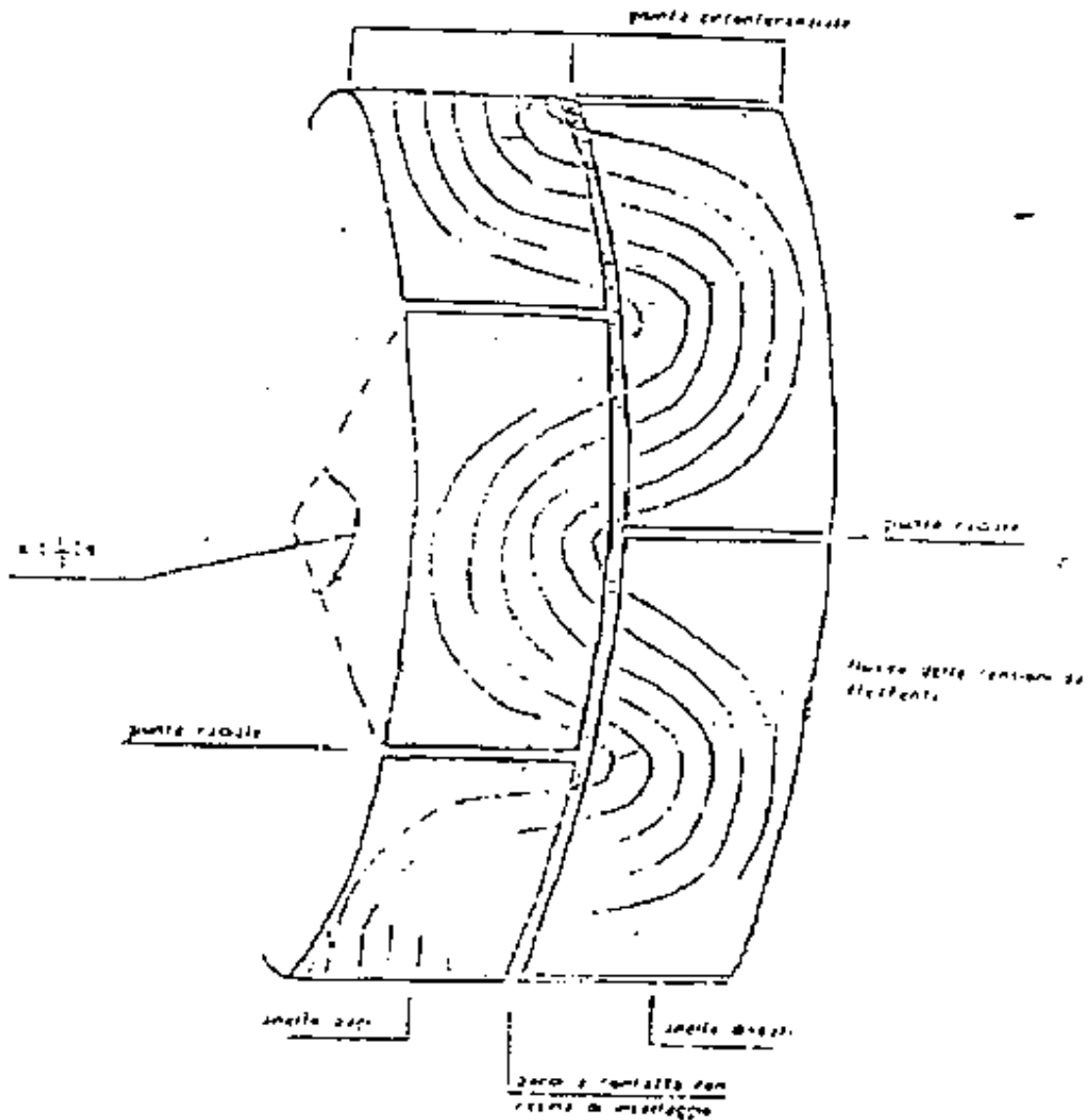
4.5.1 Rivestimento definitivo in conci prefabbricati

Il rivestimento della galleria è formato da anelli circolari della larghezza di 1.20 m e dello spessore di 0.30 m, costituiti da conci prefabbricati. I giunti tra concio e concio di due anelli contigui sono sfalsati in modo che ciascun anello possa essere considerato come un involucro continuo cilindrico.

La trasmissione delle sollecitazioni di taglio e flessione lungo le linee circonferenziali tra anello è assicurato dalla configurazione risalto-solco sui bordi di contatto e dalla conservazione di un mutuo sforzo di compressione impresso, in fase di montaggio, dalla macchina e dai bulloni di collegamento e successivamente assicurato, in fase di esercizio, dall'attrito con il terreno.

In mancanza di collegamento gli anelli, ciascuno di essi costituirebbe un sistema labile in grado di resistere solo a un sistema di forze radiale e assialsimmetrico.


Grazie al posizionamento sfalsato degli elementi, la fascia risultante dell'accostamento solidarizzato di una coppia di anelli conserva sempre la rigidezza flessionale di uno di essi e quella assiale di entrambi, come mostrato nella successiva figura.



Nel modello numerico, il rivestimento è schematizzato con degli elementi tipo “beam” a comportamento elastico lineare disposti in modo continuo su tutto il profilo di scavo, in grado di trasferire sollecitazioni flettenti in ogni sezione con la medesima rigidezza.

Si è tenuto conto del fatto che il rivestimento definitivo è costituito da conci discontinui e sfalsati, utilizzando, per una sezione di lunghezza unitaria, le seguenti proprietà:

Modulo elastico $E_c = 38'000 \text{ N/mm}^2$

	Metropolitana automatica Leggera della città di Palermo. Prima linea Tratta funzionale Oreto-Notarbartolo.
	Criteri di dimensionamento e verifica dei conci prefabbricati

Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.20$
Area	$A = 0.30 \text{ m}^2/\text{m}$
Momento d'inerzia	$I = 0.001125 \text{ m}^4/\text{m}$
Peso specifico	$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$

I valori di I ed A discendono dalle considerazioni di seguito riportate.

Considerando la fascia risultante dall'accostamento di una coppia di anelli consecutivi con posizionamento sfalsato dei giunti, la sezione di verifica a presso flessione, come detto, conserva la rigidezza assiale di entrambi gli anelli e la rigidezza flessionale di uno solo di essi.

$$A' = 1.2 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} \times 2 = 0.72 \text{ m}^2 \quad (\text{area della coppia di anelli})$$

$$I' = 1.2 \text{ m} \times (0.3 \text{ m})^3 / 12 = 0.0027 \text{ m}^4 \quad (\text{inerzia del singolo anello})$$

Le rigidezze da introdurre nel calcolo, riferite ad un metro di rivestimento, sono pertanto:

$$A_{\text{modello}} = A' / 2.40 \text{ m} = 0.30 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$I_{\text{modello}} = I' / 2.40 \text{ m} = 0.001125 \text{ m}^4/\text{m}$$

4.5.2 Fasi di calcolo e di verifica

Il procedimento di calcolo si è sviluppato secondo la seguente successione di fasi:

- Inizializzazione dello stato tensionale in tensioni totali e delle pressioni neutre;
- Applicazione dei sovraccarichi sul piano campagna che simulano le interferenze;
- Annullamento della regione di scavo;
- Attivazione degli elementi strutturali "beam" che simulano il rivestimento definitivo in conci prefabbricati;
- Rilascio delle forze di scavo;

Nelle simulazioni numeriche si è assunta l'ipotesi, a favore di sicurezza, di non considerare alcuna riduzione delle "forze di scavo" applicate al contorno del cavo, prima dell'installazione del rivestimento definitivo. Tale assunzione massimizza le sollecitazioni sul rivestimento definitivo in conci prefabbricati.

Le verifiche saranno riportate facendo riferimento alle seguenti fasi di calcolo:

- Fase 1: Scavo della prima galleria di linea meccanizzata – posa in opera del rivestimento definitivo in conci prefabbricati con attivazione di elementi "beam" – rilascio del 100% delle forze di scavo equivalenti;
- Fase 2: Scavo della seconda galleria di linea meccanizzata – posa in opera del rivestimento definitivo in conci prefabbricati con attivazione di elementi "beam" – rilascio del 100% delle forze di scavo equivalenti;
- Fase 3: Geometria finale del rivestimento e condizione di carico sismica;



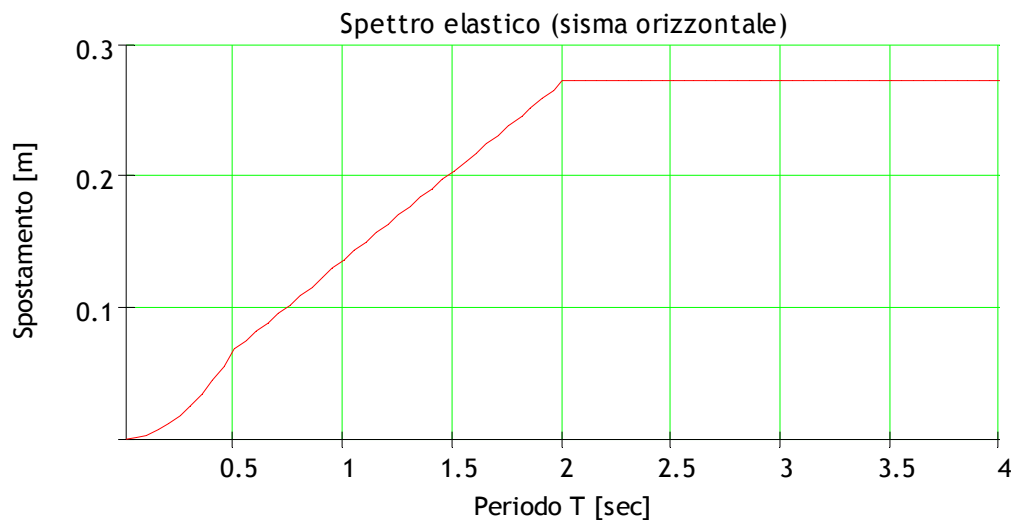
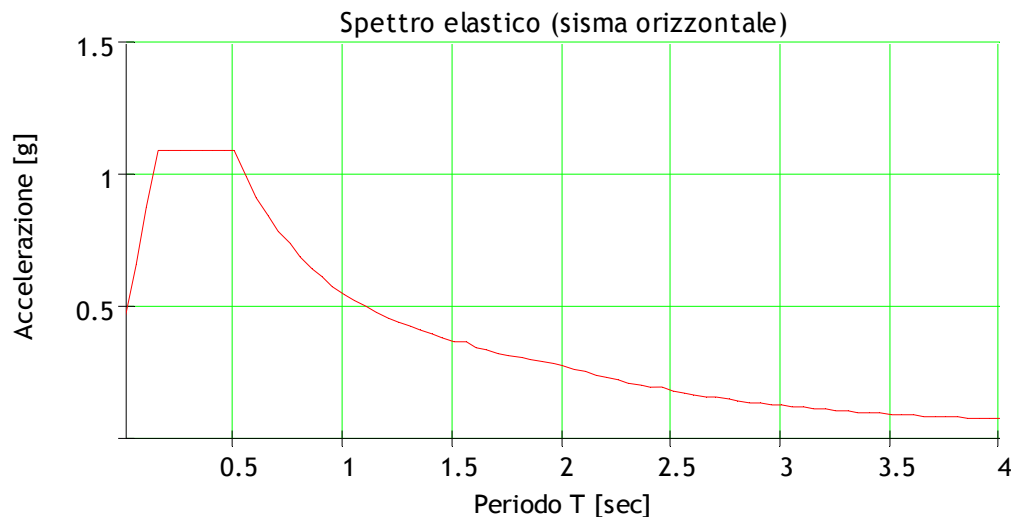
Quadro sinottico delle verifiche statiche dei conci prefabbricati in fase finale:

Verifiche	S.L.U. (*)			S.L.E.	
	Presso-Flessione	Taglio	Press. di contatto e traz. trasv.	Tensioni Presso-Flessione	Fessurazione
Fase finale (statica)	X	X	-	X	X
Fase finale (sismica)	X	X	-	-	-

(*) nelle verifiche lato calcestruzzo si considererà le azioni come di lunga durata

4.6 CALCOLO SISMICO DELLA GALLERIA

Nell'ambito delle verifiche del rivestimento della galleria in condizione finale sarà necessario sviluppare le verifiche sotto l'azione sismica, poiché il comune di Palermo è classificato Zona 2, ovvero con accelerazione massima su suolo rigido $a_g=0.25g$ (S.L.U.).



Spettro elastico di accelerazione e spostamento al sito di Palermo (suolo cat. B-C-E, $\gamma_{imp}=1.4$)



Uno dei metodi più diffusi per l'analisi sismica di gallerie superficiali consiste nel valutare l'interazione cinematica che si verifica a seguito della differente rigidità fra la struttura ed il terreno circostante, quando avviene il passaggio delle onde sismiche.

A differenza del classico approccio alle forze, che discende da considerazioni di analisi limite del cuneo di terreno spingente tipiche delle opere di sostegno, il concetto di azione sismica sul rivestimento di galleria viene quindi affrontato in termini di deformazioni imposte.

L'interazione sismica principale terreno-struttura che si verifica per questo tipo di strutture è infatti di tipo cinematico, ciò è evidente se si pensa la galleria equivalente ad un volume di terreno senza peso, o di modesta entità, per cui le azioni d'inerzia proprie sono minime. La rigidità delle strutture invece, che attinge principalmente alla deformabilità flessionale del rivestimento, è di diversi ordini di grandezza inferiore alla rigidità del terreno, dove la principale componente di deformabilità è dovuta al taglio.

Per condurre un'analisi sismica di interazione terreno-struttura dove l'interazione cinematica è prevalente rispetto a quella inerziale, è indispensabile valutare il moto sismico del terreno libero ("free filed") lungo la sua componente di propagazione verticale. Le onde di taglio orizzontali (SH) sono infatti di maggiore importanza, essendo quelle che inducono i maggiori spostamenti e determinano maggiormente l'amplificazione locale.

Per valutare la propagazione verticale delle onde di taglio sismiche e l'intensità degli spostamenti massimi relativi alla superficie libera è necessario condurre un'analisi di amplificazione locale al sito tramite una modellazione monodimensionale delle propagazione delle onde e una caratterizzazione dinamica del terreno riassumibile in: rigidità a taglio G e coefficiente di smorzamento β .

Come noto la rigidità G e lo smorzamento β sono funzione del livello di deformazione indotto nel terreno, per cui solitamente al crescere della deformazione di taglio la rigidità decresce e la dissipazione per smorzamento aumenta. Per una valutazione preliminare del decadimento della rigidità G si può assumere quanto consigliato nell'EC8 - parte 5 per $a_g \times S = 0.30$ g:

Accelerazione al suolo $a_g \times S$	Smorzamento adimensionale medio	$V_s/V_{s,max}$	G/G_{max}
0.10 g	3 %	0.90 (± 0.07)	0.80 (± 0.10)
0.20 g	6 %	0.70 (± 0.15)	0.50 (± 0.20)
0.30 g	10 %	0.60 (± 0.15)	0.36 (± 0.20)

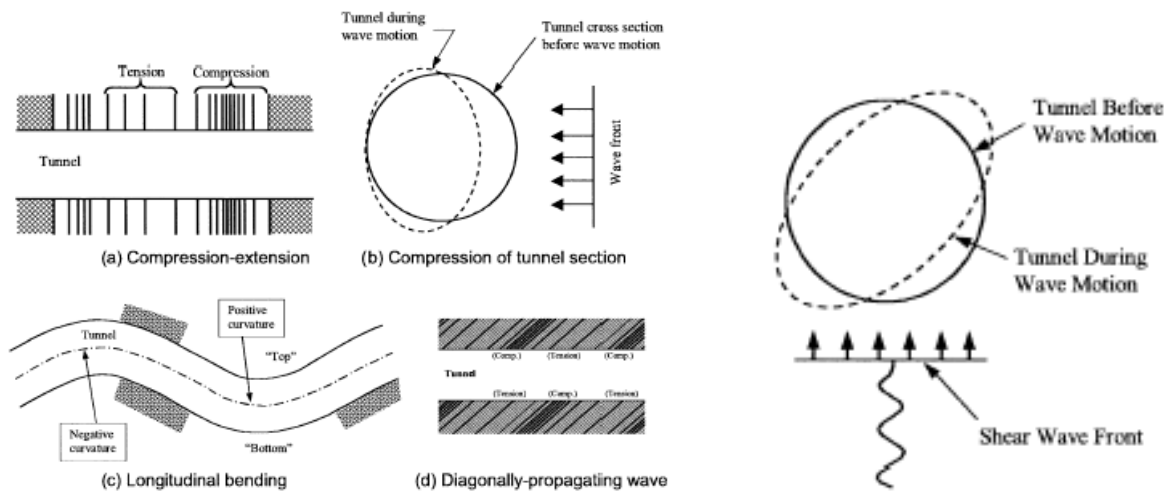
Per la caratterizzazione dinamica del terreno è quindi necessario individuare, per ciascun livello dalla stratigrafia, le curve di rigidità G/G_{max} e di smorzamento β/β_{max} . In letteratura esistono diverse correlazioni empiriche che possono essere adottate una volta nota la classificazione ed le risultanze delle indagini sperimentali (prove NSPT, profilo V_s).

Note le caratteristiche dinamiche della stratigrafia interessata dall'opera, la risposta sismica locale può essere valutata tramite un approccio "lineare equivalente" che è sufficientemente adeguato nel caso di terreni che non manifestano un marcato comportamento non-lineare e sono quindi assimilabili ad un continuo elastico-viscoso.

Il programma di calcolo adottato per le analisi di risposta sismica al sito è SHAKE91 per cui, date le caratteristiche dinamiche del terreno e l'azione sismica in termini di frequenza (spettro di risposta) o del tempo (accelerogrammi), è possibile valutare lo spostamento massimo che si verifica nel terreno a diverse profondità. In particolare dato che l'azione sismica è nota in superficie (vedi spettro di progetto) sarà necessario condurre un'analisi di "deconvoluzione" del segnale per tutte le quote in profondità di interesse della struttura.

Noto quindi il profilo di spostamento del terreno lungo l'asse verticale è possibile stimare la distorsione orizzontale che la struttura incasserà per effetto del sisma.

Lo studio delle sollecitazioni interne alla galleria possono basarsi su un modello a trave su suolo elastico soggetta a deformazioni imposte dal terreno circostante. Oltre alla deformazione orizzontale sopra menzionata, che induce l'ovalizzazione/rotazione della sezione, si può identificare altre due principali modi di deformazione: una variazione assiale di deformazione in compressione e trazione e una flessione longitudinale, lungo l'asse della galleria.



Valutazioni accurate dell'interazione sismica fra galleria e terreno possono essere condotte tramite l'impiego di modelli ad elementi finiti. Tuttavia con ragionevole approssimazione il calcolo delle sollecitazioni longitudinali e trasversali può essere condotto con formulazioni semplificate, che si basano su correlazioni cinematiche fra il moto delle onde sismiche e le deformazioni nella galleria.

In questo tipo di approccio il parametro che determina la rigidità relativa fra terreno e struttura è di notevole importanza:

$$F = G_s \times W / (K_x \times H)$$

G_s = modulo di taglio del terreno

W = larghezza galleria

K_x = rigidità orizzontale

H = altezza galleria

per cui se:



- $F \rightarrow 0.0$ la galleria è considerata rigida e quindi non si deforma rispetto al terreno;
- $F < 1.0$ la galleria è considerata rigida rispetto al terreno e quindi subisce una piccola deformazione;
- $F = 1.0$ la galleria ha una rigidezza simile al terreno e quindi subisce una deformazione simile al terreno libero;
- $F > 1.0$ la distorsione della galleria è amplificata rispetto al moto libero del terreno libero, la giustificazione risiede nella maggiore cedevolezza del terreno per la presenza della cavità;
- $F \rightarrow \infty$ la galleria non ha rigidezza e si deformerà quindi ugualmente alla cavità nel terreno;

La distorsione della galleria circolare può essere stimata tramite il coefficiente di interazione terreno-galleria R (Penzien, 2000):

$$R = \Delta_{galleria} / \Delta_{terreno-libero}$$

$$\pm \Delta_{galleria} = \pm R \times \Delta_{terreno-libero}$$

dove nell'ipotesi di assenza di aderenza all'interfaccia terreno-galleria:

$$R = \pm 4(1-\nu_m)/(\alpha^n + 1)$$

dove:

ν_m = coefficiente di Poisson del terreno

$$\alpha^n = 12 EJ(5-6\nu_m)/[d^3 G_m(1-\nu_i^2)]$$

EJ = rigidezza flessionale galleria

ν_i = coefficiente di Poisson della galleria

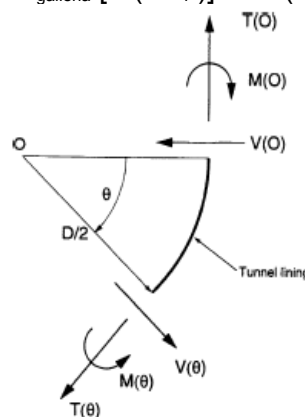
d = diametro della galleria

le componenti di sollecitazione nel rivestimento sono quindi valutabili con le seguenti espressioni analitiche:

azione assiale $T(\theta) = - 12 EJ \Delta_{galleria}/[d^3(1-\nu_i^2)] \times \cos(\theta+\pi/4)^2$

momento flettente $M(\theta) = - 6 EJ \Delta_{galleria}/[d^2(1-\nu_i^2)] \times \cos(\theta+\pi/4)^2$

azione di taglio $V(\theta) = - 24 EJ \Delta_{galleria}/[d^3(1-\nu_i^2)] \times \sin(\theta+\pi/4)^2$





Metropolitana automatica Leggera della città di Palermo.

Prima linea Tratta funzionale Oreto-Notarbartolo.

Criteria di dimensionamento e verifica dei conci prefabbricati

nell'ipotesi di aderenza perfetta all'interfaccia terreno-galleria, le precedenti formule sono così modificate:

$$\alpha^n = 24 EJ(3-4\nu_m)/[d^3G_m(1-\nu_i^2)]$$

e di conseguenza le componenti di sollecitazione nel rivestimento:

azione assiale $T(\theta) = - 24 EJ \Delta_{galleria}/[d^3(1-\nu_i^2)] \times \cos(\theta+\pi/4)^2$

momento flettente $M(\theta) = - 6 EJ \Delta_{galleria}/[d^2(1-\nu_i^2)] \times \cos(\theta+\pi/4)^2$

azione di taglio $V(\theta) = - 24 EJ \Delta_{galleria}/[d^3(1-\nu_i^2)] \times \sin(\theta+\pi/4)^2$

Alle sollecitazioni indotte da tale distorsione vanno ovviamente sommate le sollecitazioni permanenti indotte dalla condizione statiche di spinta a riposo del terreno.

Nota le sollecitazioni totali nel rivestimento della galleria in condizione sismica è necessario verificare la resistenza delle sezioni maggiormente sollecitate a taglio e flessione, garantendo l'assenza di meccanismi di rottura fragili e imponendo dei limiti di deformazione massima del calcestruzzo in compressione:

per flessione $\epsilon_c = 0.0035$

per compressione $\epsilon_c = 0.002$