

PROVINCIA DI AREZZO

OGGETTO

LAVORI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA DEL PONTE SULLA
SP.70 DI MONTEMIGNAIO, KM 10+500, LOCALITA' BORRO DI
PISTIANO, COMUNE DI MONTEMIGNAIO

CATEGORIA PROGETTO

STRUTTURE - PROGETTO ESECUTIVO

CONTENUTO TAVOLA

RELAZIONE DI CALCOLO

ALLEGATO

A08

ARCHIVIO

ST-22-003

COMMITTENTE

Provincia di Arezzo

PROPRIETARIO

Provincia di Arezzo

DATA

19/11/2024

STATO

PROGETTO

UNITA' DI MISURA

—

SCALA

—

REVISIONI

—

—

—

—

ELABORATO N°

—



STUDIO TECNICO CAPPELLETTI

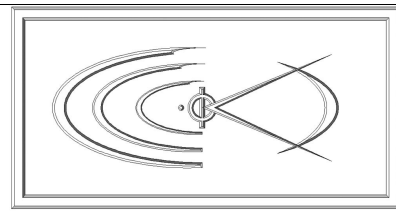
Via Adua, 60 - 52043 Castiglion Fiorentino
tel 0575/657108 - fax 0575/1710180
e-mail: info@cappellettiassociati.it
www.cappellettiassociati.it

IL PROGETTISTA

Ing. Nicola Cappelletti

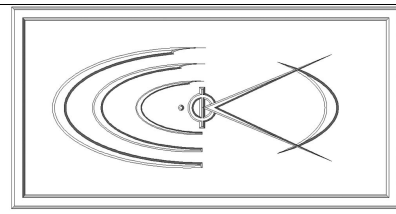
IL DIRETTORE DEI LAVORI

Ing. Nicola Cappelletti

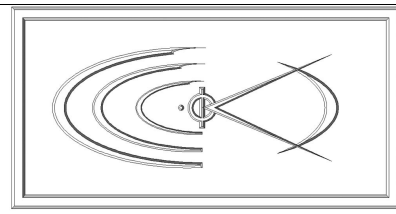


Indice

1 TIPO DI ANALISI E MOTIVAZIONE.....	4
1.1 Metodo di risoluzione della struttura.....	4
1.2 Metodo di verifica sezionale.....	4
2 COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE.....	6
2.1 Motivazione delle combinazioni e dei percorsi di carico.....	6
3 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO.....	7
3.1 Affidabilità dei codici utilizzati.....	7
3.2 Validazione dei codici.....	7
4 NOTE SULLA MODELLAZIONE.....	8
5 AZIONI SULLA COSTRUZIONE.....	9
5.1 Azione sismica.....	9
5.2 Fattore di struttura	10
5.3 Azione della neve.....	10
5.4 Azioni del vento.....	10
5.5 Azioni dovute alla temperatura.....	11
5.6 Azioni antropiche e pesi propri.....	12
5.6.1 Impalcato stradale.....	12
6 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (§5.1.3.3 DM2018).....	13
6.1 Estratti da normativa.....	13
6.1.1 Premessa.....	13
6.1.2 Definizione delle corsie convenzionali.....	13
6.1.3 Schemi di carico.....	14
6.1.4 Categorie Stradali.....	15
6.1.5 Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose.....	15
6.1.6 Strutture Secondarie di Impalcato.....	17
7 VERIFICHE STRUTTURALI CON SOFTWARE STS.....	18
8 VERIFICHE COMPLEMENTARI DEGLI ELEMENTI.....	19
8.1 Verifica del muro spalla allo stato attuale.....	19
8.2 Verifica della volta allo stato attuale.....	19



8.3 Verifica della volta allo stato variato.....	20
8.4 Verifica dell'attacco delle protezioni (guard rail).....	20
8.5 Verifica delle solette a sbalzo del ponte	24
8.6 Verifica a ribaltamento della muratura in pietrame delle spalle.....	25
8.7 Verifica compressione della muratura in pietrame delle spalle.....	27



1 TIPO DI ANALISI E MOTIVAZIONE

Trattandosi di intervento locale volto a sostituire e/o consolidare i singoli elementi strutturali del ponte, le verifiche sono state svolte con metodi semplificati singolarmente per i vari elementi strutturali.

La verifica del muro di retta della spalla allo stato attuale è stata svolta con software specifico “CDWwin” muri della STS.

La verifica dell'arco in muratura allo stato attuale e variato è stata svolta mediante software “Arco” sviluppato dall'ing. Piero Gelfi.

Le verifiche della soletta in cls armato è stata svolta con metodi manuali e con l'ausilio di fogli elettronici.

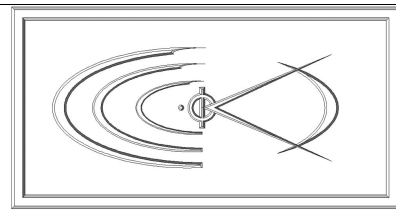
La verifica della paratia e del cordolo di testa è stata eseguita mediante specifico software di calcolo “CDBwin” paratie della STS.

1.1 Metodo di risoluzione della struttura

1.2 Metodo di verifica sezionale

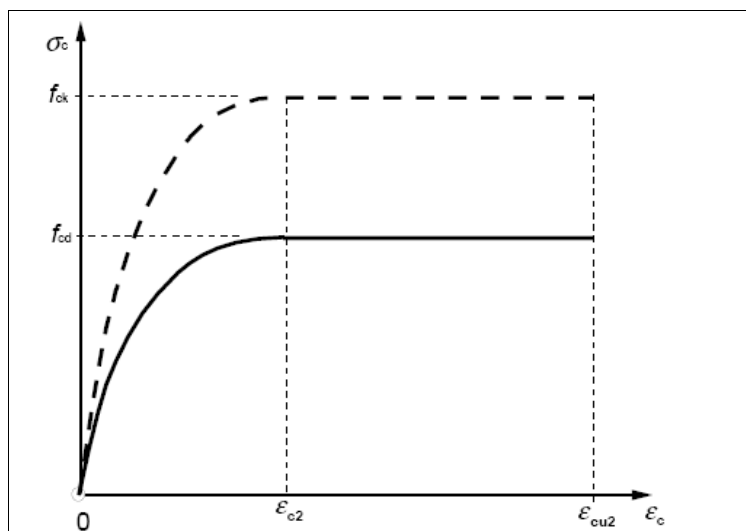
Le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU, SLD e SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 17.01.2018.

Le verifiche degli elementi bidimensionali sono state effettuate direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio. Per le azioni dovute al sisma (ed in genere per le azioni che provocano elevata domanda di deformazione anelastica), le verifiche sono state effettuate sulle risultanti (forze e momenti) agenti globalmente su una sezione dell'oggetto strutturale (muro a taglio, trave accoppiamento, etc..)



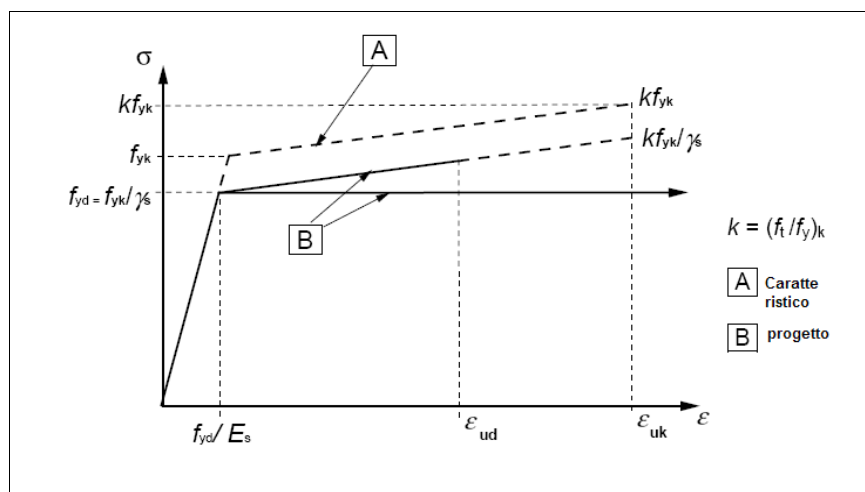
Per le verifiche sezionali degli elementi in c.a. ed acciaio sono stati utilizzati i seguenti legami:

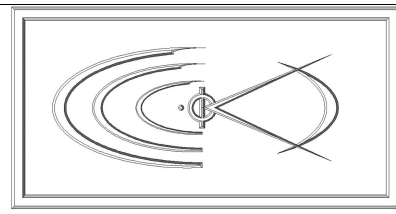
- *Legame parabola rettangolo per il calcestruzzo*



Il valore ϵ_{cu2} nel caso di analisi non lineari sarà valutato in funzione dell'effettivo grado di confinamento esercitato dalle staffe sul nucleo di calcestruzzo.

- *Legame elastico perfettamente plastico o incrudente a duttilità limitata per l'acciaio*





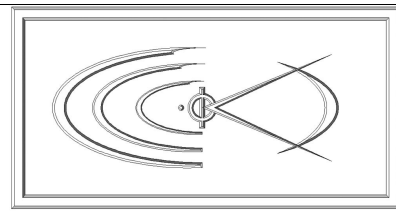
2 COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 17.01.2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

2.1 Motivazione delle combinazioni e dei percorsi di carico

Il sottoscritto progettista ha verificato che le combinazioni prese in considerazione per il calcolo sono sufficienti a garantire il soddisfacimento delle prestazioni sia per gli stati limite ultimi che per gli stati limite di esercizio.

Le combinazioni considerate ai fini del progetto tengono infatti in conto le azioni derivanti dai pesi propri, dai carichi permanenti, dalle azioni variabili, dalle azioni termiche e dalle azioni sismiche combinate utilizzando i coefficienti parziali previsti dal DM2018 per le prestazioni di SLU ed SLE.



3 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Produttore	S.T.S. s.r.l.
Titolo	CDB e CDW Win
Versione	Rel. 2023
Nro Licenza	21298

Ragione sociale completa del produttore del software:

S.T.S. s.r.l. - Software Tecnico Scientifico S.r.l.

Via Tre Torri n°11 – Complesso Tre Torri

95030 Sant'Agata li Battiati (CT)

3.1 Affidabilità dei codici utilizzati

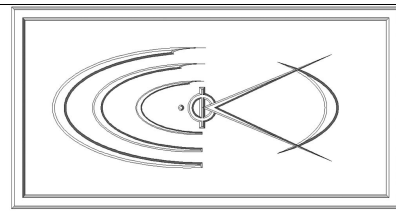
L'affidabilità del codice utilizzato e la sua idoneità al caso in esame, è stata attentamente verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

La S.T.S. s.r.l., a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti, fornisce direttamente on-line i test sui casi prova liberamente consultabili all'indirizzo:

<http://www.stsweb.it/area-utenti/test-validazione.html>

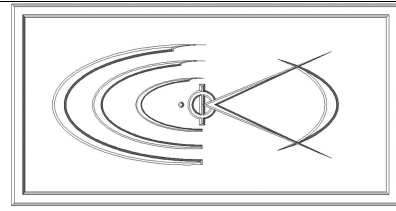
3.2 Validazione dei codici

L'opera in esame non è di importanza tale da necessitare un calcolo indipendente eseguito con altro software da altro calcolista. Le verifiche eseguite con il software sono state controllate mediante verifiche semplificate con metodi manuali o semiautomatici.



4 NOTE SULLA MODELLAZIONE

- Al fine di modellare il vincolo in testa ai pali fornito dalla soletta in cls armato da 20cm presente su tutta l'area del ponte, nel software di calcolo è stato introdotto un tirante posto a quota equivalente.
- Il carico mobile agente a monte delle paratie è stato calcolato in base all'altezza del muro in base alle regole di propagazione sul terreno ed all'applicazione del carico distribuito così come indicato nella circolare alla normativa vigente NTC2018 al punto C5.1.3.3.5.1.

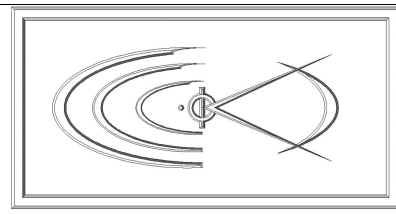


5 AZIONI SULLA COSTRUZIONE

5.1 Azione sismica

Ai fini delle NTC 2018 l'azione sismica è stata determinata all'interno del software di calcolo della STS utilizzato per le verifiche.

L'entità e le caratteristiche che hanno condotto alla determinazione dell'azione sismica sono tutte riportate all'interno del fascicolo di calcolo (**A09**).



5.2 Fattore di struttura

Il complesso strutturale risulta composto da platea in calcestruzzo armato, pareti sempre in c.a. a formare le spalle del ponte ed un impalcato realizzato mediante una soletta piena, anch'essa in calcestruzzo armato. Vista la tipologia costruttiva e la forma scatolare, si è deciso di adottare il seguente fattore di struttura:

fattore di struttura

$q = 1,00$ (analisi elastica)

5.3 Azione della neve

Per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Capitolo 3.

Il carico di neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti.

L'azione della neve viene determinato tramite le espressioni empiriche riportate dal D.M. 17/01/2018 al cap.3.4..

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 2,47 \text{ kN/m}^2 \quad [3.4.1]$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al § 3.4.5: $= 1,00$ [tab. 3.4.II]

q_{sk} periodo di ritorno di 50 anni; $q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] = 2,33 \text{ kN/m}^2$ [3.4.4]

con $a_s = 665 \text{ m}$

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4: *Normale* $= 1,00$ [tab.3.4.I]

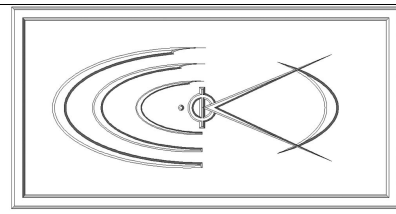
C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5.: $= 1,00$

Il carico della neve è inferiore a quello dei mobili pertanto tale carico non è rilevante ai fini del calcolo.

5.4 Azioni del vento

L'azione del vento viene determinata tramite le espressioni empiriche riportate dal D.M. 17/01/2018 al cap.3.3..

L'azione è riferita ad un **periodo di ritorno di 50 anni**.



Il coefficiente di crescita col periodo di ritorno vale: $\alpha_R = 1$

La **zona di riferimento** relativa al territorio in oggetto è la **n.3** (Toscana). [tab. 3.3.I]

La **classe di rugosità** è la **B** (Aree suburbane) [tab. 3.3.III]

La **categoria di esposizione** del sito è la **IV** (zona di riferimento + rugosità) [tab. 3.3.II]

di seguito si riportano i valori caratteristici della zona di riferimento ricavati dalla normativa.

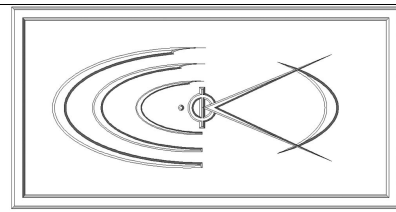
Velocità di riferimento:	$v_{b,0} = 27$ m/s;	$a_0 = 500$ m;	$k_s = 0,37$;
Pressione cinetica di riferimento:	$q_b = 455,63$ N/m ² ;		
Coefficiente di altitudine:	$c_a = 1,00$		
Coefficiente di topografia:	$c_t = 1,00$		
Coefficiente di esposizione:	$c_e = c_e(z_{min}) = 1,63$	con $k_r = 0,22$;	$z_0 = 0,30$ m; $z_{min} = 8$ m;
Coefficiente dinamico:	$c_d = 1,00$		
Coefficiente di forma:	$c_{pe} = -0,40$	Depressione	$p = q_b \cdot c_e \cdot c_{pe} \cdot c_d = -298$ N/m ² ;
Coefficiente di forma:	$c_{pe} = 0,80$	Pressione	$p = q_b \cdot c_e \cdot c_{pe} \cdot c_d = 596$ N/m ² ;
Coefficiente di forma:	$c_{pi} = \pm 0,20$	“Interna”	$p = q_b \cdot c_e \cdot c_{pi} \cdot c_d = \pm 149$ N/m ²

La sagoma del ponte non subisce modifiche quindi non sono state eseguite verifiche per azione orizzontali dovute al vento.

Le azioni di sollevamento del vento sugli sbalzi del ponte sono nettamente inferiori ai pesi propri quindi trascurate al fine dei calcoli.

5.5 Azioni dovute alla temperatura

Viste le ridotte dimensioni della struttura gli effetti dovuti alle variazioni termiche sono irrilevanti e non riportati nei calcoli.

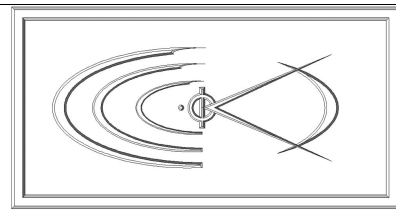


5.6 Azioni antropiche e pesi propri

Le azioni assunte in verifica per i pesi propri e per carichi permanenti sono:

5.6.1 Impalcato stradale

G₁ (propri strutturali)	Cordolo sp.20cm	0,20m · 25kN/m³	5,00	q [kN/m²]
	Barriera stradale	2,0kN/m / 0,5m (larg. cord.)	4,00	q [kN/m²]
Totale G₁			9	q [kN/m²]
G₂ (permanenti portati)	binder	0,07m · 15kN/m²	1,05	q [kN/m²]
	Strato di usura	0,03m · 15kN/m³	0,45	q [kN/m²]
Totale G₂			1,50	q [kN/m²]
Q_{k1} (carichi accidentali)	Vedi combinazioni di carico		-	q [kN/m²]
Totale Q_{k1}			-	q [kN/m²]



6 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (§5.1.3.3 DM2018)

6.1 Estratti da normativa

6.1.1 Premessa

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3.3, disposti su corsie convenzionali.

6.1.2 Definizione delle corsie convenzionali

Le larghezze w_1 delle corsie convenzionali sulla superficie carrabile ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto seguente (*Fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.I*).

Se non diversamente specificato, qualora la piattaforma di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

a) se le parti sono separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è autonomamente divisa in corsie convenzionali.

b) se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.

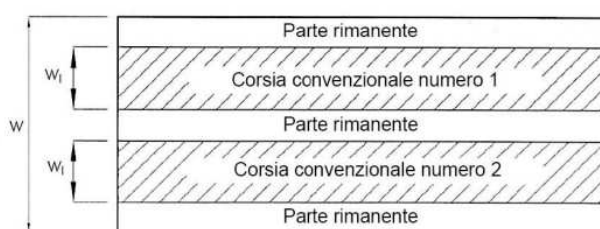
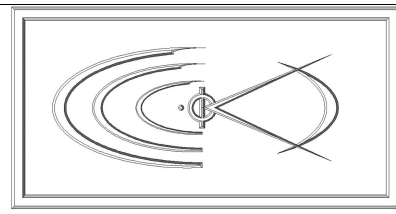


Fig. 5.1.1 - Esempio di numerazione delle corsie

Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$



La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla superficie carrabile e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc. Quando la superficie carrabile è costituita da due parti separate portate da uno stesso impalcato, le corsie sono numerate considerando l'intera superficie carrabile, cosicché vi è solo una corsia 1, solo una corsia 2 ecc., che possono appartenere alternativamente ad una delle due parti. Quando la superficie carrabile consiste di due parti separate portate da due impalcati indipendenti, per il progetto di ciascun impalcato si adottano numerazioni indipendenti. Quando, invece, gli impalcati indipendenti sono portati da una singola pila o da una singola spalla, per il progetto della pila o della spalla si adotta un'unica numerazione per le due parti. Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale si applicano gli Schemi di Carico definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

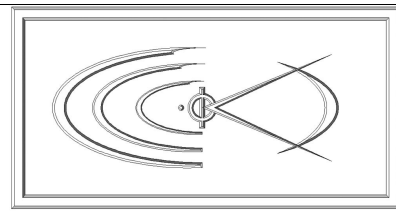
6.1.3 Schemi di carico

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in *Fig. 5.1.2*. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in *Fig. 5.1.2*. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.



Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Schemi di Carico 6.a, b, c: In assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai seguenti carichi $q_{L,a}$, $q_{L,b}$ e $q_{L,c}$

$$q_{L,a} = 128,95 (1/L)^{0,25} \quad [\text{kN/m}] \quad [5.1.1]$$

$$q_{L,b} = 88,71 (1/L)^{0,38} \quad [\text{kN/m}] \quad [5.1.2]$$

$$q_{L,b} = 77,12 (1/L)^{0,38} \quad [\text{kN/m}] \quad [5.1.3]$$

essendo L la lunghezza della zona caricata, espressa in metri [m].

6.1.4 Categorie Stradali

Sulla base dei carichi mobili ammessi al transito, i ponti stradali si suddividono nelle due seguenti categorie: ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore; ponti per il transito dei soli carichi associati allo Schema 5 (ponti pedonali). L'accesso ai ponti pedonali di carichi diversi da quelli di progetto deve essere materialmente impedito. Se necessario, il progetto potrà specificatamente considerare uno o più veicoli speciali rappresentativi, per geometria e carichi-asse, dei veicoli eccezionali previsti sul ponte. Detti veicoli speciali e le relative regole di combinazione possono essere appositamente specificati caso per caso o dedotti da normative di comprovata validità.

6.1.5 Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo è quello massimo compatibile con la larghezza della superficie carrabile, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna corsia in 3,00 m.

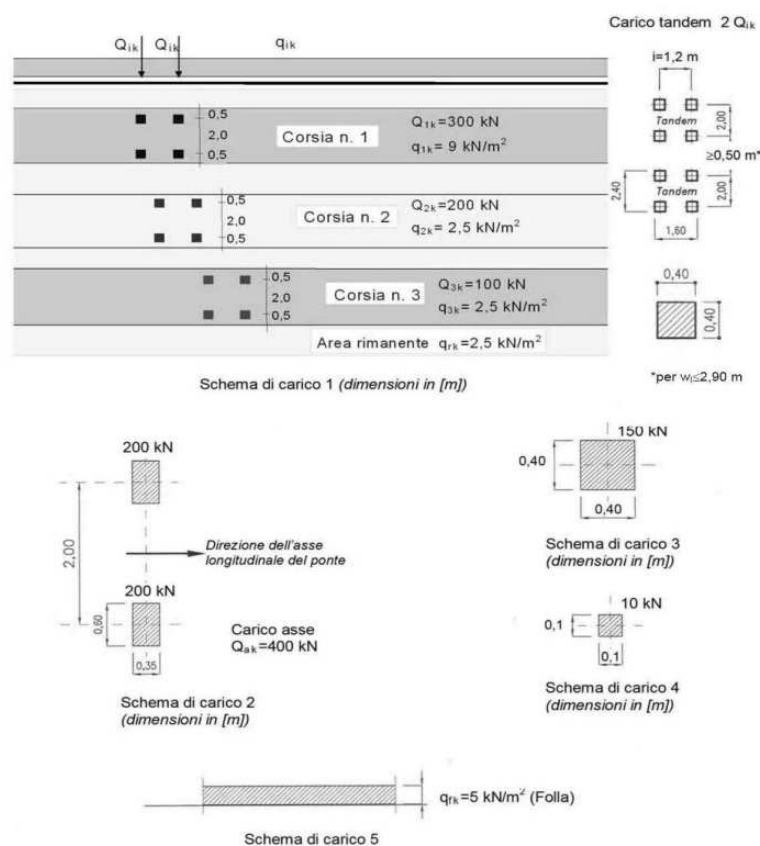
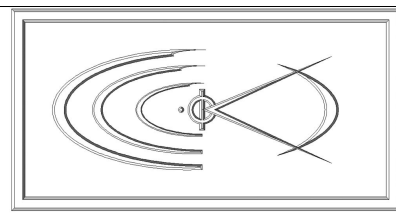


Fig. 5.1.2 - Schemi di carico 1 – 5 (dimensioni in m)

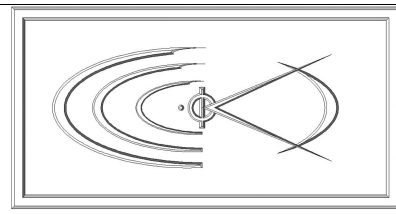
In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla superficie carrabile saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (Tab. 5.1.II):

Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50



Per i ponti pedonali si considera il carico associato allo Schema 5 (folla compatta) applicato con la disposizione più gravosa per le singole verifiche. Ai fini delle verifiche globali di opere singole di luce maggiore di 300 m, in assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, si disporrà sulla corsia n. 1 un carico $q_{L,a}$, sulla corsia n. 2 un carico $q_{L,b}$, sulla corsia n. 3 un carico $q_{L,c}$ e sulle altre corsie e sull'area rimanente un carico distribuito di intensità $2,5 \text{ kN/m}^2$.

I carichi $q_{L,a}$, $q_{L,b}$ e $q_{L,c}$ si dispongono in asse alle rispettive corsie.

6.1.6 Strutture Secondarie di Impalcato

Diffusione dei carichi locali

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45° , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante (Fig. 5.1.3.a). Nel caso di piastra ortotropa la diffusione va considerata fino al piano medio della lamiera superiore d'impalcato (Fig. 5.1.3.b).

Calcolo delle strutture secondarie di impalcato

Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell'impalcato (solette, marciapiedi, traversi, ecc.) si devono prendere in considerazione i carichi già definiti in precedenza, nelle posizioni di volta in volta più gravose per l'elemento considerato. In alternativa si considera, se più gravoso, il carico associato allo Schema 2, disposto nel modo più sfavorevole e supposto viaggiante in direzione longitudinale. Per i marciapiedi non protetti da sicurvia si considera il carico associato allo Schema 3. Per i marciapiedi protetti da sicurvia e per i ponti pedonali si considera il carico associato allo Schema 4. Nella determinazione delle combinazioni di carico si indica come carico q_1 la disposizione dei carichi mobili che, caso per caso, risulta più gravosa ai fini delle verifiche.

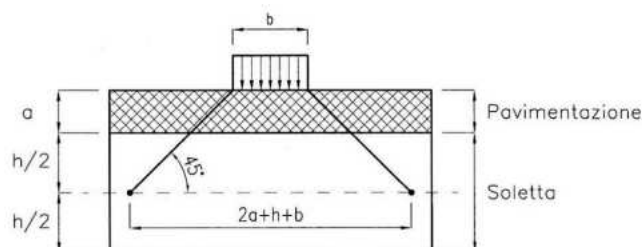


Fig. 5.1.3.a - Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

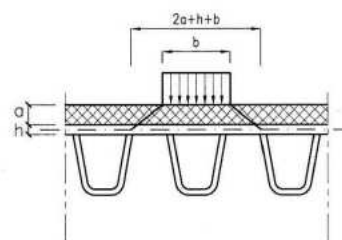
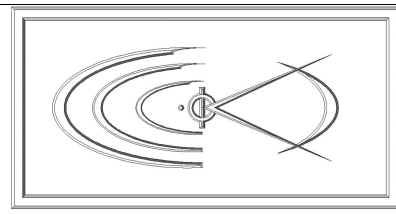
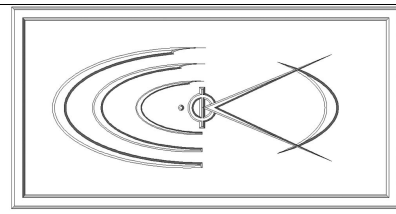


Fig. 5.1.3.b - Diffusione dei carichi concentrati negli impalcati a piastra ortotropa



7 VERIFICHE STRUTTURALI CON SOFTWARE STS

Come già anticipato le verifiche dei pali delle paratie sono state condotte mediante l'utilizzo di apposito software di calcolo agli elementi finiti a cui si fa riferimento ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda agli allegati "Fascicolo dei calcoli" costituente parte integrante della presente relazione (**A09**).



8 VERIFICHE COMPLEMENTARI DEGLI ELEMENTI

8.1 Verifica del muro spalla allo stato attuale

La verifica è riportata nell'allegato **A09** ed è stata sviluppata con apposito software da cui si è ricavato che allo stato attuale il muro risulta sottodimensionato sia a ribaltamento:

indice di verifica a resistenza (pressoflessione) → **0,47**

sia a ribaltamento:

indice di verifica a ribaltamento (equilibrio) → **0,29**.

8.2 Verifica della volta allo stato attuale

La verifica è stata sviluppata con apposito software da cui si è ricavato che allo stato attuale la volta risulta sollecitata con tensione massima di compressione pari a:

$$\sigma = 1,31 \text{ N/mm}^2$$

Il carico mobile agente ad intradosso è stato ricavato applicando lo schema di carico 1 (300kN+300kN) propagato sul terreno a 30°.

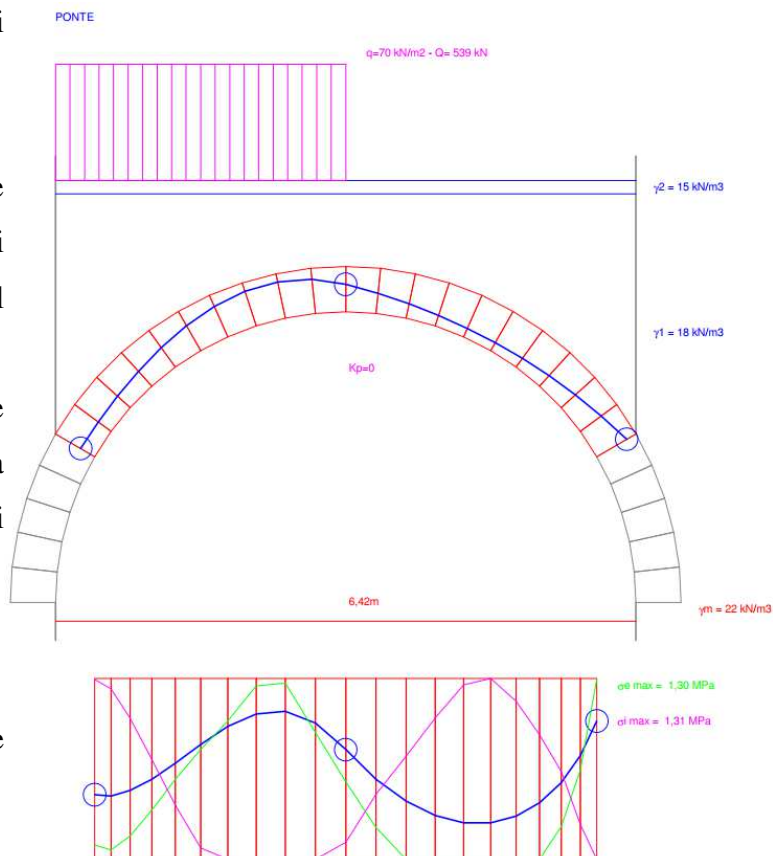
La muratura di cui è composto l'arco è classificabile come pietra a spacco di buona tessitura, assumendo LC1 come livello di conoscenza si ottiene:

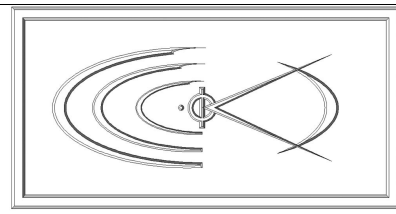
$$f = 2,6 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{d,lc1} = 1,92 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{d,lc1} = 0,96 \text{ N/mm}^2$$

quindi la verifica (con LC1) non è soddisfatta:

$$\sigma = 1,31 \text{ N/mm}^2 > f_{d,lc1} = 0,96 \text{ N/mm}^2$$





8.3 Verifica della volta allo stato variato

Approfondendo il livello di conoscenza della muratura e portandolo a LC3 la verifica sarebbe soddisfatta. Il fatto che l'arco sia intatto e privo di lesioni a seguito di decine di anni di utilizzo, a parere del sottoscritto è già dato sufficiente per assumere un livello di conoscenza pari a LC3 ma, al fine di garantire maggiore sicurezza al ponte e di renderlo più durevole, si è scelto di eseguire comunque un consolidamento della muratura dell'arco mediante stilatura profonda e iniezioni.

Applicando il coefficiente di consolidamento indicato dalla normativa si ottiene:

$$f_{d,lc1,consolidato} = 1,5 * f_{d,lc1} = \mathbf{1,44 \text{ N/mm}^2}$$

quindi la verifica (con LC1) è soddisfatta:

$$\sigma = \mathbf{1,31 \text{ N/mm}^2} < f_{d,lc1} = \mathbf{1,44 \text{ N/mm}^2}$$

8.4 Verifica dell'attacco delle protezioni (guard rail)

Il ponte sarà provvisto di protezioni per i veicoli in svio, elementi non oggetto della presente verifica, ma certificati direttamente dal fornitore.

Tali elementi saranno verificati ed approvati dal Direttore dei Lavori in funzione della resistenza degli elementi stessi e della struttura di sostegno.

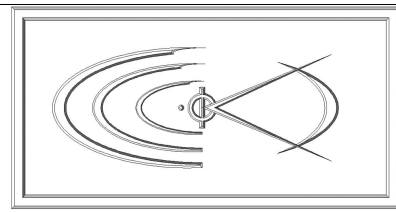
I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l'impiego specifico (vedi D.M. 21-06-04 n.2367).


Il modello di barriera individuato per il presente progetto è del tipo:

“BARRIERA – Marcegaglia-Buildtech-guardrail-H2-W4-3waves-2021”

ovvero qualsiasi barriera dotata di elemento portante disposto ad interasse minimo di 2000mm e con palo portante con momento di plasticizzazione inferiore a $M_{pl}=20\text{kNm}$.

In riferimento al modello ad oggi previsto si ricava il montante è un profilo a “C” con sezione 120x80x5mm ma che alla base presenta un piatto da 5mm che chiude il perimetro ottenendo di fatto una sezione rettangolare. Il momento di plasticizzazione del palo è calcolato come di seguito:


VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' PER PROFILI CAVI A SEZIONE QUADRA - RETTANGOLARE

Dati INPUT				Dati OUTPUT																
Caratteristiche acciaio				Dati geometrici																
Qualità acciaio:	UNI EN 10210 S 275 H			Dimensione lati		Spessore	Classe della sezione	Area sezione trasversale	Momenti di inerzia		Momenti resistenti elastici		Momenti resistenti plastici		Massa per unità di lunghezza	Superf. per unità di lunghezza	Lunghezza per tonnellata			
f_{yk} =	275	[Mpa]		H	B	T	1	A	I_{yy}	I_{zz}	W_{ely}	W_{elz}	W_{ply}	W_{plz}	M	A_s	L/t			
f_{tk} =	430	[Mpa]		[mm]	[mm]	[mm]		[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[kg/m]	[m ² /m]	[m]			
				120,0	80,0	5,0		18,73	365,38	187,38	60,90	46,85	74,59	55,59	14,70	0,39	68,01			
Geometria sezione				Verifiche secondo NTC2018 - §4.2																
H =	120,0	[mm]		Verifica a trazione (4.2.4.1.2.1)				$N_{pl,Rd}$ =	490,59				$N_{Ed} / N_{pl,Rd}$ =		0,00	verifica soddisfatta				
B =	80,0	[mm]		Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2)				$N_{c,Rd}$ =	490,59				$N_{Ed} / N_{c,Rd}$ =		0,00	verifica soddisfatta				
t =	5,0	[mm]						$N_{t,Rd}$ =									$N_{Ed} / N_{t,Rd}$ =		0,10	verifica soddisfatta
Lunghezza e vincoli asta				Verifica a flessione retta (4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6)				$M_{c,y,Rd}$ =	19,54				$M_{y,Ed} / M_{c,y,Rd}$ =		0,10	verifica soddisfatta				
L =	1,00	[m]						$M_{c,z,Rd}$ =	14,56				$M_{z,Ed} / M_{c,z,Rd}$ =		0,14	verifica soddisfatta				
β_y =	1,00	[-]		Verifica a taglio (4.2.4.1.2.4)				$V_{c,Rd}$ =	169,95				$V_{Ed} / V_{c,Rd}$ =		0,01	verifica soddisfatta				
β_z =	1,00	[-]						$M_{N,y,Rd}$ =	19,54				$M_{Ed} / M_{N,y,Rd}$ =		0,10	verifica soddisfatta				
Sollecitazioni agenti				Verifica a presso/tenso-flessione retta (4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.9)				$M_{N,z,Rd}$ =	14,56				$M_{Ed} / M_{N,z,Rd}$ =		0,14	verifica soddisfatta				
N_{Ed} =	0,00	[kN]						Sez. Classe 1-2		$ \sigma_{x,M_y,Ed} $ =			f_{yd} =							
V_{Ed} =	2,00	[kN]		Sez. Classe 3		$ \sigma_{x,M_z,Ed} $ =			f_{yd} =											
$M_{y,Ed}$ =	2,00	[kNm]		Verifica a presso/tenso-flessione biassiale (4.2.4.1.2.8 - 4.2.4.1.2.9)				$M_{N,y,Rd}$ =	19,54				$(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^2$ =		0,06	verifica soddisfatta				
$M_{z,Ed}$ =	2,00	[kNm]						Sez. Classe 1-2		$M_{N,z,Rd}$ =	14,56									
ψ_y =	0,00	[kNm]		Sez. Classe 3		$ \sigma_{x,Ed} $ =					f_{yd} =									
ψ_z =	0,00	[kNm]		Verifica stabilità membrature compresse (4.2.4.1.3.1)				$N_{b,Rd}$ =	483,97		χ_{min} =		0,96	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$ =		0,00	verifica soddisfatta			
<div><div>Fondazione Promozione Acciaio CRESCERE L'ACCIAIO, CRESCERE IL PAESE.</div></div>				Verifica stabilità membrature presso-inflesse (4.2.4.1.3.3)				$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} = 0,18$											verifica soddisfatta	

ottenendo $M_{pl} = 19,54 \text{ kNm}$ approssimato a $M_{pl} = 20 \text{ kNm}$.

Tale valore moltiplicato per il coefficiente di sicurezza 1,5 porta ad un momento sollecitante pari a:

$M_{ed,barriera} = 30 \text{ kNm}$ a cui a ritroso corrisponde un taglio di circa (cautelativamente assumendo

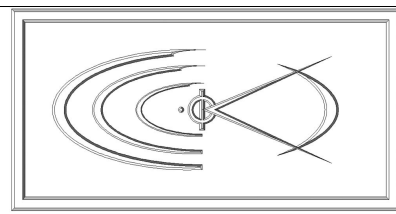
l'altezza minima della barriera che è 500mm di altezza d'urto al posto di 800mm) $T_{ed} = 60 \text{ kN}$.

In linea con quanto riportato anche nei quaderni tecnici ANAS

Nome prodotto	Profilo montante	Dimensioni montante	Materiale	Res. Acciaio	$W_{plastico}$	$M_{plastico}$	M_{ampl}
Barriera stradale H2 b.Ponte	Sezione scatolare	120x80 Sp. 5	S275JR	275	76,25	20,97	31,45
H2-W4-A	Sezione a C	B= 120mm H=80mm C=30mm s=5.9 mm	S235JR/ S355JR	355	83	29,47	44,20
Barriera PAB CE 2 per manufatto W4	Sezione a U	120x80 Sp. 6	S275JR	275	72,22	19,86	29,79
Barriera PAB CE 2 per manufatto W5	Sezione a U	120x80 Sp. 6	S275JR	275	72,22	19,86	29,79

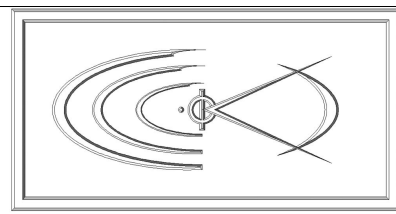
Essendo il cordolo alto 200mm il momento nel piano di separazione soletta-cordolo è pari a:

$M_{ed,cordolo} = 42 \text{ kNm}$ e $T_{ed} = 60 \text{ kN}$

**Verifica di taglio scorrimento per effetto dell'azione da urto**

DEFINIZIONE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	37	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	30	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	38	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	2.9	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0.05}$	2.0	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0.95}$	3.8	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	32837	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ϵ_{c1}	0.0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	17.00	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.35	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	18	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	13.5	[MPa]
Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0.0019565	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0.01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391.3	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]

SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	500	[mm]
Copriferro	d'	35	[mm]
Altezza utile della sezione	d	465	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	10	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	6,67	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	524	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	10	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	6,67	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	524	[mm ²]



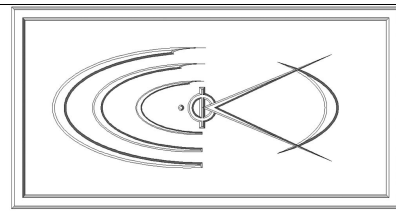
§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	10	[mm]
Numero di braccia	n_b	2	[-]
Passo delle staffe	s	150	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	157	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	418,5	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1,00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1,00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	171,49	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	8,50	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	889,31	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	977,50	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	171,49	[kN]

Quindi la sezione è abbondantemente verificata a taglio.

Verifica ribaltamento del cordolo per effetto del momento indotto dall'urto

DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE			
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s	0,0518	[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ	0,0753	[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	0,9999	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	0,1667	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	0,2593	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	ξ_3	0,1707	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	0,6667	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	0,8095	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$	0,5606	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$	1,0000	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 3	$\alpha'_{s(3)}$	1,0000	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}	0,2528	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}	1399,2469	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	ω_3	3457,2602	[-]
	ω'_3	877,9253	[-]
CAMPO 2a			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	0,0994	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	46,21	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$	0,0011	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$	0,0100	[-]
Coefficiente di riempimento	β	0,4503	[-]
Coefficiente di baricentro	κ	0,3521	[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	α'_s	0,1368	[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s	53,54	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ϵ'_s	0,0003	[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	91,42	[kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	42,0	[kNm]

Quindi la sezione è abbondantemente verificata a ribaltamento.

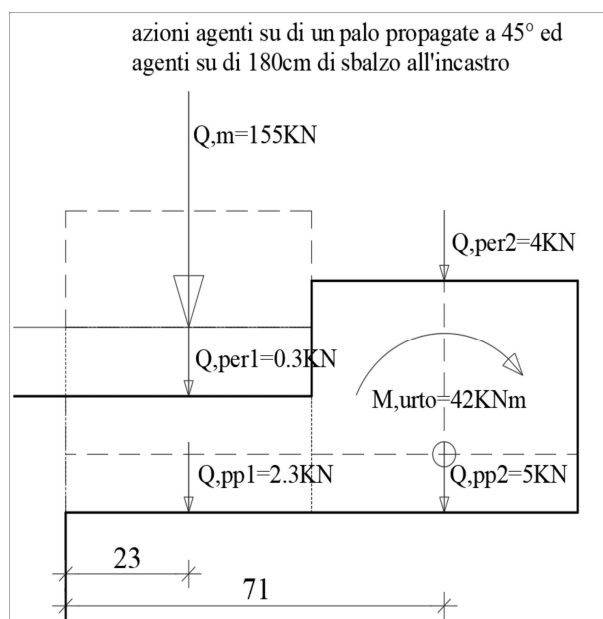


8.5 Verifica delle solette a sbalzo del ponte

La soletta a sbalzo del ponte aggetta per un massimo di 96cm dalla zona di incastro nel punto più sfavorevole.

Le azioni che sollecitano la soletta sono:

- quota dell'impronta 60x35cm con 200kN di azione (46cm a cui corrispondono 155kN) - Q_m
- peso permanente dell'asfalto per uno strato di 12cm – Q_{per1}
- peso proprio della soletta – Q_{pp1}
- peso proprio del cordolo – Q_{pp2}
- peso permanente del guard rail – Q_{per2}
- il momento di plasticizzazione della barriera – M_{urto}



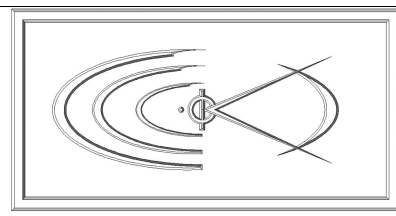
La combinazione delle azioni è quella di azioni eccezionali quindi:

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:
 $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ [2.5.6]

ottenendo un momento flettente pari a:

$$M_{ed} = Q_m \cdot 0,23m + (Q_{per1} + Q_{pp1}) \cdot 1,8m \cdot 0,23m + (Q_{per2} + Q_{pp2}) \cdot 1,8m \cdot 0,71m + M_{urto} =$$

$$M_{ed} = 35,65kNm + 1,08kNm + 11,50kNm + 42kNm = 90,23kNm$$



Verifica C.A. S.L.U. - File: SOLETTA SBALZO PONTE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: VERIFICA SOLETTA CON CARICO MOBILE

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	180	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20,36	4
2	10,18	16

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Materiali
B450C C30/37
E_{su} 67,5 %
f_{yd} 391,3 N/mm²
E_s 200.000 N/mm²
E_s/E_c 15
E_{syd} 1.957 %
σ_{s,adm} 255 N/mm²
ε_{c2} 2 %
ε_{cu} 3,5 %
f_{cd} 17
f_{cc}/f_{cd} 0,8
σ_{c,adm} 11,5
τ_{co} 0,6933
τ_{c1} 2,029

Tipo sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.
DXF

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -117,8 kNm
σ_c -17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 %
ε_s 12,21 %
d 16 cm
x 3,565 x/d 0,2228
δ 0,7185

Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U. -
Metodo n

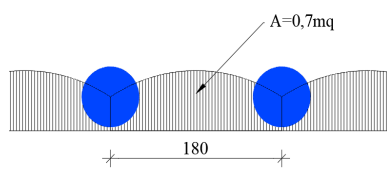
Tipo flessione
Retta Deviata

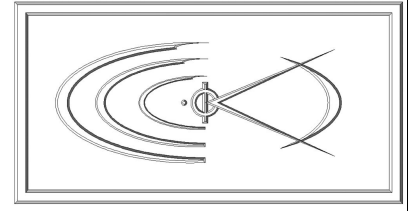
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso

La verifica della soletta è quindi soddisfatta: $M_{ed} = 90,23 \text{ kNm} < 117,8 \text{ kNm} = M_{rd}$

8.6 Verifica a ribaltamento della muratura in pietrame delle spalle

Lato terreno, in adiacenza alle spalle, verranno realizzati i nuovi pali a formare una paratia atta al sostenimento di tutte le spinte statiche e sismiche sgravando quindi il muro esistente da tali azioni. Poiché però i pali risultano posti ad un interasse di circa 180cm una quota parte del terreno continuerà a spingere sul muro di pietrame che ne dovrà sostenere le azioni. Il muro è alto massimo 8,0m. A titolo cautelativo si è assunta una sezione di terreno spingente pari a quella rappresentata in figura e determinata in funzione dell'angolo di attrito interno del terreno.





Lo spessore equivalente del terreno a monte del muro è stato quindi ricavato in circa 40cm.

Applicando la teoria del cuneo di spinta attiva di Coulomb:

$$W = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \cot \eta$$

$$\eta_{\text{crit}} = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}$$

$$P_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_A$$

$$K_A = \left(\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'^2}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'^2}} \right)$$

Poiché il volume di terreno non è triangolare viene determinato geometricamente ed è pari a $A = 0,4 \cdot 8 = 3,2 \text{ mc}$

$$W = \gamma \cdot V = 18,5 \text{ kN/m}^3 \cdot 3,2 \text{ m}^3 = 60 \text{ kN}$$

mentre il peso proprio della parete vale:

$$P = \gamma \cdot V = 19 \text{ kN/m}^3 \cdot 7,7 \text{ m}^3 = 150 \text{ kN}$$

$$\eta = 30^\circ$$

$$K_A = 0,333$$

La spinta del terreno a monte viene quindi pari a

$$P_a = W \cdot K_A / \cotg(\eta) = 11,54 \text{ kN}$$

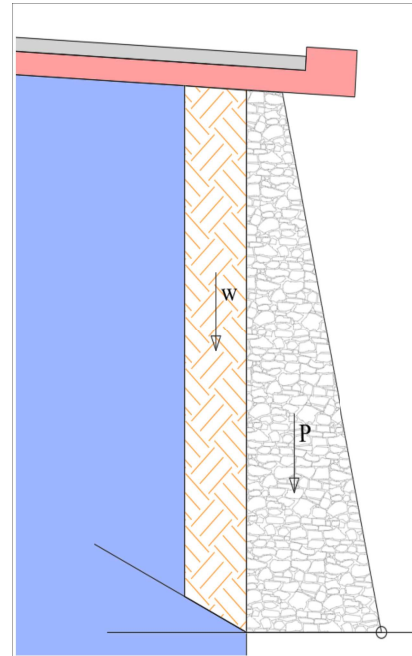
Il momento massimizzante dovuto alla spinta attiva del terreno è pari a:

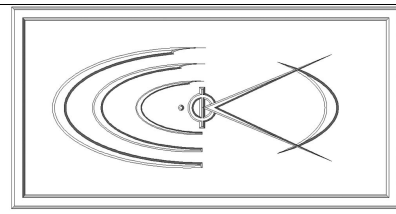
$$M_{ed} = P_a \cdot H/2 = 46,1 \text{ kNm}$$

Il momento resistente stabilizzante è pari a:

$$M_{rd} = P \cdot b/2 \cdot 0,9 = 102 \text{ kNm}$$

Quindi la verifica è soddisfatta: $M_{ed} = 46,1 \text{ kNm} < M_{rd} = 102 \text{ kNm}$





8.7 Verifica compressione della muratura in pietrame delle spalle

Poiché in alcune zone della banchina i carichi mobili potranno transitare direttamente sopra le pareti in muratura delle spalle si esegue la verifica a compressione di queste ultime sotto l'azione del carico mobile più gravoso.

La pressione massima avviene con lo schema di carico 2: $Q=200\text{kN}$ su impronta $35\times 60\text{cm}$.

La pressione prima di arrivare alla muratura si propaga sul manto stradale spesso 12cm e nelle solette spese 20cm quindi l'impronta sulla testa delle pareti è pari a $A = 100\times 60\text{cm} = 6000\text{cm}^2$.

La pressione che ne risulta è pari a:

$$p = 200.000,00 \text{ N} / 600.000\text{mm}^2 * 1,35 = 0,45 \text{ N/mm}^2$$

Prendendo la resistenza dei conci sbozzati ed abbattendola con il coefficiente di incertezza dovuto al livello di conoscenza $L_c=1,35$ e del coefficiente di sicurezza per verifiche statiche sulle murature $\gamma = 2$ si ottiene:

$$f_{Rd} = 2,0\text{N/mm}^2 / 1,35 / 2 = 0,74\text{N/mm}^2$$

Quindi la verifica è soddisfatta: $p = 0,45 \text{ N/mm}^2 < f_{Rd} = 0,74 \text{ N/mm}^2$.