COMUNE DI PAULI ARBAREI
Provincia del Medio Campidano

SISTEMAZIONE ESTERNA AREA CENTRO DI ESPOSIZIONE E VENDITA PRODOTTI LOCALI-COPERTURA CANALE

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

Data:	Aggiornamento: REV. 01

	RELAZIONE TECNICA E QUADRO ECONOMICO	ALL .A

CORSE SRL-SOCIETA' DI INGEGNERIA
VIA OGLIASTRA N°28, 09121 CAGLIARI
P. IVA 02611670924
Tel./Fax 070273906
E-mail:CORSESRL@GMAIL.COM

PROGETTISTA **Ing. Ireneo SANNA**	COMMITTENTE **Amministrazione Comunale**

VISTI

RELAZIONE TECNICA

1. PREMESSA

La presente relazione accompagna il progetto definitivo - esecutivo dei lavori di***: "Sistemazione esterna Area centro di esposizione e vendita prodotti locali-copertura canali"*** nel Comune di Pauli Arbarei.

L'obiettivo che il presente progetto si prefigge, è quello, innanzitutto, di completare l'opera pluridecennale di copertura del Rio Padru, opera avvenuta in molteplici fasi dal 1980 a oggi grazie ai notevoli sforzi compiuti dall'Amministrazione Comunale per risolvere uno fra i maggiori problemi di carattere igienico - urbanistico che hanno afflitto il centro abitato di Pauli Arbarei in relazione alla presenza del grosso canale fognario attraversante il Paese.

In secondo luogo, il progetto propone la valorizzazione dell'area all'incrocio tra via Verdi e via Milano ove è prevista la realizzazione di un centro servizi e promozione di prodotti locali: i lavori relativi a tale progetto saranno eseguiti sulla base del finanziamento derivante dalla "Programmazione PO FESR 2007-2013.

Uno degli obiettivi del presente progetto è quello di creare una sinergia con il suddetto progetto, relativo alla realizzazione del centro, mediante la riqualificazione e la valorizzazione dell'area esterna al centro esposizioni stesso.

L'idea progettuale della *risistemazione* dell'area di progetto nasce, in primis, dalla necessità di rafforzare le potenzialità del realizzando centro esposizioni ma a tale esigenza si affianca anche quella di offrire nuovi spazi di fruizione e relazione per la collettività, nuove funzioni e nuovi servizi, in un'ottica globale di ottimizzazione dello sviluppo del territorio e degli spazi urbani in particolare.

Il progetto è, quindi, teso oltre che al miglioramento del ruolo e della funzione del centro esposizioni nel proprio contesto territoriale anche al miglioramento della qualità urbana per avvicinare il cittadino allo spazio urbano di cui è parte integrante.

Il lavoro progettuale si articola in due tipologie di interventi in corrispondenza , non solo alla diversità tipologica degli interventi stessi, ma anche alla differenti aree su cui questi agiscono:

1) La sistemazione dell'area esterna relativa al realizzando Centro esposizioni (nel punto d'intersezione tra via Verdi e via Milano) attraverso una politica progettuale tesa alla valorizzazione e al potenziamento;

2) La fase finale di completamento della copertura del canale Rio Pardu che segnerà il compimento e il raggiungimento dell'obiettivo di ricongiungimento tra le due parti del Paese che fino al 1980 era completamente sconnesse vista la presenza del canale stesso.

Con il presente progetto, si ricuciranno le due parti del Paese e sarà completato il ricongiungimento del centro abitato con l'area sportiva.

2. STATO ATTUALE

L'intervento 1 si concretizzerà, quindi, in uno scenario urbano in evoluzione ove troverà spazio il centro esposizioni.

Il progetto relativo alla costruzione di quest'ultimo, già approvato, prevede di suo una strategia progettuale di sistemazione dell'area circostante l'edificio. Tale strategia è, però, tesa a far si che in tale area si concentrino solo ed esclusivamente funzioni di viabilità, di sosta veicolare e di accesso e passaggio pedonale.

Tali funzioni sono assolutamente fondamentali per la fruizione dello spazio urbano ma la loro utilità sarebbe limitata e occasionale: l'area sarebbe oggetto di fruizione solo in occasione delle manifestazioni espositive e durante il resto dell'anno rimarrebbe inutilizzata.

Per ovviare a tale problematica, il presente progetto propone la realizzazione di una serie di un parco attrezzato in modo da garantirne la fruizione quotidiana creando, peraltro, un servizio per il cittadino.

L'intervento 2, si concretizza nell'unica parte in cui risulta mancante la copertura del canale fognario e, quindi, rappresenta il tassello finale dell'opera di copertura dello stesso canale iniziata 31 anni fa e avvenuta in 5 fasi progettuali e costruttive diversificate (il suddetto progetto rappresenta la 5° fase).

3 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

L'intervento 1, prevede la realizzazione di un parco attrezzato: la concretizzazione di un percorso interno d'accesso all'area che, in tal modo, diventa idonea come "Passeggiata nel verde".

Sarà lastricata in pietra posata su un sottostante massetto in calcestruzzo.

Le aree a margine saranno piantumate e sistemate a verde pubblico. La presenza di panchine e spazi di gioco per bambini renderà l'area adeguata come spazio di relazione.

Le suddette attrezzature di gioco saranno le seguenti:

- n°2 altalene;
- n°2 strutture per l'arrampicata;
- n°2 "bilici" e vani giochi "a molla" per bambini di età inferiore a 6 anni.

L'area sarà opportunamente isolata dal resto del centro abitato: a Nord sarà delimitata verso la Strada Provinciale da una recinzione in rete tipo "Orso gril"; a OVEST sarà delimitata da una rete romboidale in acciaio; a EST sarà separata dall'area di parcheggio da una siepe di altezza 60cm.

L’area sarà illuminata mediante 5 lampioni tipo “NERI” identici a quelli già realizzati nel quadro dell’intervento già in corso. Pertanto è compresa nei lavori la realizzazione della necessaria linea elettrica interrata. In alcune zone è prevista la posa di “prato sintetico” che assolve anche la funzione di pavimentazione anti-choc in corrispondenza delle attrezzature per il gioco.
L’area compresa fra via Verdi e via Milano sarà in parte pavimentata (lastricata in pietra), e per la parte restante sarà adibita a zona di verde pubblico. Nei contorni verranno realizzati i marciapiedi.
L’intervento 2 prevede la copertura del canale in prossimità della Strada Provinciale da eseguirsi tramite travi prefabbricate in cemento armato precompresso. È prevista la realizzazione della copertura per uno sviluppo totale di circa155 m^2.
Lo sviluppo dei lavori di copertura del canale nella zona Sud del centro abitato si sviluppa per 117 m.
Per adeguarsi alla variazione altimetrica del terreno naturale è previsto che la sezione del canale vari la sua altezza netta interna dagli iniziali 3,50 m a 3 m, variazione progressiva lungo una distanza di 8 m. Al fine di conservare inalterata la sezione idraulica verrà ampliata corrispondentemente la larghezza. La platea di base e le pareti saranno realizzate in cemento armato e avranno spessore 50 cm. La copertura sarà pedonale e non carrabile. Interventi successivi potranno realizzare il completamento di questi spazi recuperati dotandoli di eventuali e adeguati arredi urbani. È per tal motivo che è previsto l’abbassamento dell’altezza del canale in modo da far si che non si crei una struttura emergente rispetto al terreno naturale, una barriera difficilmente integrabile nel paesaggio urbano.

4 INDIRIZZI, RAGIONI PROGETTUALI PRESCELTE E FATTIBILITÀ DELL’INTERVENTO

Lo studio di progettazione è stato redatto secondo gli indirizzi impartiti dal Responsabile del procedimento nel rispetto del documento di programmazione e delle indicazioni dell’Amministrazione ricevute nel corso dei sopralluoghi effettuati.

In ragione delle notizie e della documentazione, acquisite per la realizzazione dell’intervento, in ordine allo studio di prefattibilità ambientale, di indagini geognostiche, sismiche e idrauliche di prima approssimazione e in ordine ad eventuali vincoli paesaggistici e urbanistici si può ritenere che la soluzione progettuale prospettata è fattibile.

QUADRO ECONOMICO DELL'INVESTIMENTO	
a) Importo esecuzione delle lavorazioni	Euro
A misura	
A corpo	450.000,00
In economia	
Sommano a)	**450.000,00**
b) Importo per l'attuazione dei piani di sicurezza	
	Euro
A misura	
A corpo	6.750,00
In economia	
Sommano b)	**6.750,00**
Sommano a)+b)	**456.750,00**
c) Somme a disposizione della stazione appaltante per:	
	Euro
c1) Lavori in economia, previsti in progetto, ed esclusi dall'appalto	
c2) Rilievi accertamenti e indagini	
c3) Allacciamenti a pubblici servizi	
c4) Imprevisti	
c5) Acquisizione aree o immobili	
c6) Accantonamento di cui all' Art.12 DPR 207/2010	5.529,39
c7) Spese tecniche relative a: progettazione, alle necessarie attività preliminari e di supporto, nonché al coordinamento della sicurezza in fase di progettazione, alle conferenze di servizi, alla direzione lavori ed al coordinamento della sicurezza in fase di esecuzione, assistenza giornaliera e contabilità	
Supporto alla progettazione	2.000,00
Integrazione alla Progettazione e direzioni lavori	39.886,00
Sicurezza in fase di progettazione ed esecuzione	19.271,00
Supporto esterno al RUP	6.624,00
c7) 1) TOTALE	67.781,00
c7) 2) Contributo 4%	2.711,24
c7) 3) IVA 21%	14.803,37
Sommano c7)	**85.295,61**
c8) Spese per attività di consulenza o di supporto	
c9)Responsabile del procedimento	**6.750,00**
c10) Eventuali spese per commissioni giudicatrici	
c11) Spese per pubblicità e, ove previsto, per opere artistiche	
c12) Spese per accertamenti di laboratorio e verifiche tecniche previste dal capitolato speciale d'appalto, collaudo tecnico-amministrativo, collaudo statico ed altri eventuali collaudi specialistici	
c13) IVA sui lavori (10%) ed eventuali altre imposte	**45.675,00**
Sommano c	**143.250,00**
TOTALE DELL'INVESTIMENTO	**600.000,00**

COFINANZIAMENTO 120.000,00

COMUNE DI PAULI ARBAREI

"LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLA COPERTURA DEL CANALE ALL'INTERNO DEL CENTRO ABITATO"

PROGETTO ESECUTIVO

CALCOLI STRUTTURALI

LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLA COPERTURA DEL CANALE ALL'INTERNO DEL CENTRO ABITATO

1. PREMESSA

Le opere in progetto consistono nella realizzazione della copertura del canale di raccolta acque reflue meteoriche che scorre all'interno del centro abitato di Pauli Arbarei. La presente relazione illustra la componente strutturale dell'intervento presentando nei paragrafi seguenti la metodologia da seguire in quanto prescritta dalla normativa.

1.1 Principi fondamentali di calcolo

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

I. Classificazione delle azioni in base al **modo di esplicarsi**:

a) *DIRETTE*: forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili;

b) *INDIRETTE*: spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincolo, ecc.;

c) *DEGRADO:*

- endogeno: alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera strutturale;
- esogeno: alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale, a seguito di agenti esterni.

II. Classificazione delle azioni secondo la **risposta strutturale**:

d) *STATICHE:* azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti;

e) *PSEUDO STATICHE:* azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente;

f) *DINAMICHE:* azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti.

III. Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro **intensità nel**

tempo:

g) *PERMANENTI [G]:* azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) [G_1];
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali [G_2];
- spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
- pretensione e precompressione [P];
- ritiro e viscosità;
- spostamenti differenziali;

h) *VARIABILI [Q]:* azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

i) *ECCEZIONALI [A]:* azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;

- incendi;
- esplosioni;
- urti ed impatti;

j) *SISMICHE [E]:* azioni derivanti dalle accelerazioni impresse alle masse per effetto delle azioni sismiche.

1.2 Caratterizzazione e combinazioni delle azioni elementari

Definito:

Q_k = valore caratteristico di un'azione variabile, è il valore corrispondente ad un frattile pari al 95 % della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa.

Si definiscono, ai fini delle verifiche agli stati limite, le seguenti combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente:

1. **Combinazione fondamentale**, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

2. **Combinazione caratteristica (RARA)**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

3. **Combinazione FREQUENTE**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

4. **Combinazione QUASI PERMANENTE** (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

5. **Combinazione SISMICA**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$$

6. **Combinazione ECCEZIONALE**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle

azioni eccezionali di progetto Ad:

$$\mathbf{G_1} + \mathbf{G_2} + \mathbf{P} + \mathbf{A_d} + \psi_{21} \cdot \mathbf{Q_{k1}} + \psi_{22} \cdot \mathbf{Q_{k2}} + \ldots$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2.

Nelle espressioni soprascritte si hanno:

Azioni variabili

Q_{kj} = azioni variabili della combinazione;

Q_{k1} = azione variabile dominante;

Q_{k2}, Q_{k3}, … = azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante.

Coefficienti di combinazione

ψ_{0j}, ψ_{1j} e ψ_{2j}, i cui valori, per edifici civili e industriali correnti, sono forniti nella tabella seguente:

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 1-1: Valori dei coefficienti di combinazione.

Valori definiti con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile

$\psi_{2j} \cdot Q_{kj}$ = valore **quasi permanente** , è la media della distribuzione temporale dell'intensità;

$\psi_{1j} \cdot Q_{kj}$ = valore **frequente**, è il valore corrispondente al frattile 95 % della distribuzione temporale dell'intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;

$\psi_{0j} \cdot Q_{kj}$ = valore **raro** (o di combinazione) , è il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili.

<u>Valori caratteristici</u>
Indicati con pedice k

<u>Valori nominali</u>
Indicati senza pedice k

N.B.: Nel caso in cui la caratterizzazione stocastica dell'azione considerata non sia disponibile, si può assumere il valore nominale.

1.3 Metodo di calcolo utilizzato

Il metodo di calcolo da utilizzarsi per le verifiche è il METODO AGLI STATI LIMITE, per il quale le verifiche devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite precedentemente.

Le opere strutturali in oggetto sono verificate:

a) per gli STATI LIMITE ULTIMI che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
b) per gli STATI LIMITE DI ESERCIZIO definiti in relazione alle prestazioni attese.

Le verifiche di sicurezza sono illustrate a termine della presente relazione, con riferimento alle prescritte caratteristiche meccaniche dei materiali. La struttura deve essere verificata nelle fasi intermedie, tenuto conto del processo costruttivo; le verifiche per queste situazioni transitorie sono generalmente condotte nei confronti dei soli stati limite ultimi.
Per le opere per le quali nel corso dei lavori si manifestino situazioni significativamente difformi da quelle di progetto occorre effettuare le relative necessarie verifiche.

1.4 Stati limite ultimi (SLU)

I principali Stati Limite Ultimi sono:

a. perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
b. spostamenti o deformazioni eccessive;
c. raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
d. raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
e. raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
f. rottura di membrature e collegamenti per fatica;
g. rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
h. instabilità di parti della struttura o del suo insieme.

Altri stati limite ultimi sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite Ultimi sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti, ovvero:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).
- Stato Limite di prevenzione del Collasso

(SLC). Abbiamo inoltre:

- **EQU** lo stato limite di equilibrio come corpo rigido;
- **STR** stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione;
- **GEO** lo stato limite di resistenza del terreno.

I valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, salvo quanto diversamente previsto dalle norme, sono riportati nella tabella seguente:

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,9 1,1	1,0 1,3	1,0 1,0
Carichi permanenti non strutturali[(1)]	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
[(1)]Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.					

Figura 1-2: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

Nella tabella di cui sopra si ha:

γ_{G1} = coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;

γ_{G2} = coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_{Qi} = coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a γ_P = 1,0.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU della tabella di cui sopra.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

- *Approccio1 :*

  si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R).

  - *Combinazione 1* dell'*Approccio 1*:

    per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella

colonna A1 delle medesime tabelle.

- *Combinazione 2* dell'*Approccio 1*:

  si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2 delle medesime tabelle.

- *Approccio 2:*

  si impiega un'*unica combinazione* dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

I coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici e i coefficienti γ_R che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti dalla normativa.

1.5 Stati limite di esercizio (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio sono:

a. danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
b. spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
c. spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
d. vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
e. danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
f. corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione.

Altri stati limite sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite di Esercizio sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli

impianti, ovvero:

- Stato Limite di Operatività (SLO);
- Stato Limite di Danno (SLD).

1.6 Normativa di riferimento

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- Legge n. 1086 del 05.11.1971 "Norme per la disciplina delle opere in c.a. normale e precompresso, ed a struttura metallica";
- Legge n. 64 del 02.02.1974 - "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- Circolare Min. LL.PP. 31 luglio 1979, n. 19581 - Legge 1086, art. 7 - Collaudo statico;
- Circolare Min. LL.PP. 1 settembre 1987, n. 29010 - Legge 1086 –
- D.M. 27 luglio 1985, Controllo dei materiali in genere e degli acciai per cemento armato normale in particolare;
- Circolare Min. LL.PP. 29 ottobre 1987, n. 29233 - Legge 1086, art. 20 - Autorizzazioni laboratori per prove sui materiali;
- D.M. 11 marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti indagini sui terreni e sulle rocce stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per progettazione, esecuzione e collaudo di opere di sostegno delle terre e opere di fondazione";
- D.M. 09 gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. 16 gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- D.M. 16 gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>";
- Circolare Min. LL.PP. 04 luglio 1996, n. 156 "Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme tecniche relative ai <Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>'";
- Servizio Tecnico Centrale del Ministero dei Lavori Pubblici - Linee Guida sul calcestruzzo strutturale – Dicembre 1996;
- O.P.C.M. 3274/2003, "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- O.P.C.M. 3316/2003, "Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003";

- O.P.C.M. 3431/2005, "Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003";
- O.P.C.M. 3467/2005, "Disposizioni urgenti di protezione civile in materia di norme tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- D.M. 14 gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e relativa Circolare;

2. VALUTAZIONI GEOTECNICHE

Dallo studio geologico si rileva che il sottosuolo delle aree nelle quali ricade il canale oggetto dell'intervento è il risultato del disfacimento del "Miocene della Marmilla" e delle colate basaltiche in rilevato che ha originato depositi alluvionali bruni, particolarmente poveri di scheletro (raramente frammenti di arenaria calcareniti, marne) nelle zone più depresse, all'interno delle quali, come nel caso in specie, scorrono lentamente acque a regime fortemente stagionale.
Sotto l'aspetto idrogeologico queste aree si devono classificare come appartenenti all'unità delle alluvioni quaternarie, alluvioni brune povere di scheletro con permeabilità media per porosità.
In ordine al rapporto fra la struttura in progetto ed il terreno, occorre rilevare che il piano delle fondazioni potrà essere ubicato ad una profondità non inferiore a m. -1,90 e comunque tale da raggiungere strati di terreno competenti all'esercizio del carico della struttura sovrastante.
L'area interessata dall'opera in progetto è caratterizzata da depositi della natura sopra descritta, pertanto alla luce di indagini eseguite in terreni simili a quelli in esame possiamo stimare i seguenti parametri geotecnici minimi cautelativi:

γ = 1,85 KN/m
φ= 25°
Cu = 60 kPa

Per la determinazione del carico limite del terreno si applica la formula proposta da TERZAGHI – BRINCH HANSEN applicata agli Stati Limite Ultimi ai sensi del Nuovo Testo Unico per le Costruzioni (D.M.14/08/2008).
Adottando riduzioni prudenziali rapportate alla significatività delle informazioni disponibili il valore di resistenza ultima di progetto sarà di Qd >300 KPa (3 kg/cm^2). Tale valore, in un calcolo alle tensioni ammissibili corrisponde ad una portanza ammissibile di 1 kg/cm^2.

3. COPERTURA CANALE ZONA SUD DEL CENTRO ABITATO

La struttura è così composta:

- un canale a sezione rettangolare in cemento armato che, nel punto centrale della platea, ingloba una condotta in cemento già esistente, che costituisce una discontinuità strutturale;
- una soletta di copertura in cemento armato.

Per effetto della discontinuità costituita dalla sopra citata condotta, la struttura del canale, sotto l'aspetto statico, a vantaggio della sicurezza, verrà considerata come composta da due parti in c.a. conformate a L speculari.

Carichi agenti sulle strutture:

Carichi variabili: neve

Il carico di neve al suolo per Pauli Arbarei (132 m slm) è pari a:

qsk = 0,60 kN/mq

Carichi variabili: folla compatta

Carico assimilato a quello valido per strutture da ponte:
folla compatta = 5,00 kN/mq

Carichi fissi non strutturali: carichi generici da sovrastruttura futura

Si ipotizza una pavimentazione con carico = 2,50 kN/mq

Peso proprio solaio con predalle (5 + 29 + 6 =40 cm di spessore)

Dal listino dei produttori risulta la seguente tabella dei pesi propri per predalle di larghezza 120 cm nervature di 22 cm di spessore a 60 cm di interasse e blocchi di polistirolo di larghezza 38 cm:

predalle	5+20+5 = 30 cm	450 kg/mq
predalle	5+24+6 = 35 cm	500 kg/mq
predalle	**5+29+6 = 40 cm**	**550 kg/mq**
predalle	5+34+6 = 45 cm	595 kg/mq
predalle	5+39+6 = 50 cm	640 kg/mq

Analisi dei carichi:

Peso proprio	= 5,50 kN/mq (G1)
Sovraccarichi fissi	= 2,50 kN/mq (G2)
Folla compatta	= 5,00 kN/mq (Q1)
Neve	= 0,60 kN/mq (Q_{sk}) coeff. comb=0,5

La combinazione di carico più sfavorevole è G1 + G2 + Q1 + 0,5 Q_{sk}

Applicando i coefficienti parziali (1,3 per G1 e G2 e 1,5 per Q) si ha:
Q_d = 18,35 kN/mq

Per una striscia di 60 cm:

q_d = 11,01 kN/m

Conduciamo il calcolo per una striscia di larghezza 0,60 m in quanto lo stato di sollecitazione è approssimabile a quello di struttura monodimensionale.

Adottiamo lo schema statico di trave semplicemente appoggiata.

Luce netta: 6,60 m

Luce di calcolo: 6,93 m

$M_d = 1/8 * q_d * L^2$,

$V_d = 1/2 * q_d * L$,

$M_d = 1/8 * 11,01 * (6,93)^2 = 66,09$ kN*m

V_d = ½ * 11,01 * 6,93 = 38,15 kN

Verifica allo stato ultimo di rottura per flessione:

Armando nella zona tesa inferiore con 2 Fi 14 per travetto + rete elettrosaldata e nella zona superiore con rete elettrosaldata 20x20 diametro 10 (3 Fi 10 per 60 cm) si ha:

Aa = 5,45 cmq

Aa' = 2,37 cmq

C (copri ferro) = 2 cm

M_u = 75,49 kN*m > M_d

Verifica a taglio:

Per la sezione come descritta precedentemente si ha:

V_{RD} = 88,8 kN > V_d (non è necessario disporre armatura specifica a taglio né realizzare banchinaggio)

Per le verifiche successive, calcoliamo l'azione V_d nella condizione di assenza dei carichi G2 e Q per la condizione nella quale questi carichi agiscano a favore della stabilità.

V_k = ½ * 5,5 kN/mq * 0,60 m * 7,60 m = 12,54 kN

Pareti del canale: considerazioni generali

Per la presenza della condotta centrale, che interrompe la continuità strutturale della platea di fondazione, il canale sarà calcolato come una struttura composta da due muri di contenimento (spalle) soggetti al peso trasmesso agli appoggi dalla soletta, alla spinta del terreno intorno al canale e alla accelerazione sismica. Trascuriamo l'effetto della spinta dell'acqua che scorre nel canale in condizione di piena in quanto risulta di entità trascurabile rispetto alle forze sopra elencate. Valutiamo inoltre il terreno addossato sulle pareti sia in condizioni permanentemente drenate e che sia nulla la spinta idrostatica relativa.

Carico da sisma

Classe d'uso: 2
Vita Nominale: 50 anni
Coefficiente d'uso: 1.0
Vita di riferimento: 50 anni
Probabilità di superamento nella vita di riferimento: 0.050 (SLC) Periodo di ritorno: 974.7 (anni);
Categoria sottosuolo D
Categoria topografica T1

Non consideriamo la concomitanza dell'azione dovuta al sovraccarico variabile in condizioni sismiche,

*δ : nel caso di fondazione in calcestruzzo gettata direttamente sulla terra, l'angolo di attrito fondazione - terreno è pari a $\delta = 2/3\ \Phi$

Dall'analisi di pericolosità sismica, il valore di *accelerazione orizzontale massima* attesa su sito di riferimento rigido è pari a a_g = 0,0603 g (SLC).

Le verifiche eseguite mediante analisi di interazione terreno-struttura o con metodi semplificati devono sempre rispettare le condizioni di equilibrio e congruenza e la compatibilità con i criteri di resistenza del terreno. E' necessario inoltre portare in conto la dipendenza della spinta dei terreni dallo spostamento dell'opera. Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.
Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.
Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione
$R_d > E_d$
dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:
Gli effetti delle azioni e la resistenza $\mathbf{E_d}$ sono espressi in funzione delle azioni di progetto, dei parametri geotecnici di progetto e della geometria di progetto.

Nella formulazione della resistenza $\mathbf{R_d}$ compare esplicitamente un coefficiente γ che opera direttamente sulla resistenza del sistema.
La verifica della condizione $R_d > E_d$
deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Opere di sostegno: muri

Per le opere di sostegno devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:
SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento;

Approccio 1:
- *Combinazione 1: (A1+M1+R1)*
- *Combinazione 2: (A2+M2+R2)*

Approccio 2:
- *Combinazione 1: (A1+M 1 +R3)*

Nell'approccio 1 devono essere verificate due combinazioni di carico, la prima (A1+M1+R1) in cui si applicano coefficienti di amplificazione alle sole azioni (permanenti o variabili, strutturali o geotecniche) e la seconda (A2+M2+R2) in cui si applicano coefficienti di amplificazione alle azioni strutturali variabili e coefficienti di riduzione ai parametri che esprimono le proprietà meccaniche del terreno.
L'approccio 2 prevede una sola combinazione di carico (A1+M1+R3), in cui sono amplificate le azioni e imposto un coefficiente di sicurezza globale γ maggiore.
Nell'ambito di ciascun approccio si calcolano in questo modo l'azione di progetto E_d e la resistenza di progetto R_d, che sono già affette dai coefficienti di sicurezza parziali, per cui la verifica impone semplicemente che sia soddisfatta la disuguaglianza $R_d > E_d$

I coefficienti parziali interessano i carichi permanenti (strutturali), i carichi permanenti portati (non strutturali, terreno e acqua, per i quali, se compiutamente definiti e non variabili nel tempo, si possono adottare i medesimi coefficienti dei carichi permanenti strutturali), e i carichi variabili, definiti favorevoli e sfavorevoli ai fini della verifica di stabilità da eseguire.
Per il calcolo della resistenza di progetto i corrispondenti valori di progetto delle proprietà del terreno
Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 1 e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.
In generale, le ipotesi di calcolo delle spinte devono essere giustificate sulla base dei prevedibili spostamenti relativi manufatto-terreno, ovvero determinate con un'analisi dell'interazione terreno-struttura. Le spinte devono tenere conto del sovraccarico e dell'inclinazione del piano campagna, dell'inclinazione del paramento rispetto alla verticale, delle pressioni interstiziali e degli effetti della filtrazione nel terreno. Nel calcolo della spinta si può tenere conto dell'attrito che si sviluppa fra parete e terreno. I valori assunti per il relativo coefficiente di attrito devono essere giustificati in base alla natura dei materiali a contatto e all'effettivo grado di mobilitazione.
Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro. In casi particolari, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alle modalità costruttive, la presa in conto di un'aliquota (comunque non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributo, nonché alla verifica che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale aliquota siano compatibili con le prestazioni attese dell'opera.

Consideriamo il muro di sostegno di lunghezza infinita (L>>B), pertanto per le verifiche si può quindi fare riferimento ad un tratto di lunghezza unitaria.

Sarà necessaria l'esecuzione di quattro verifiche di stabilità relativi ai possibili stati limite:
- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento;

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno non è necessaria.

Verifica allo scorrimento e della capacità portante

Il DM 2008 richiede di verificare lo scorrimento e la capacità portante del sistema terreno-fondazione utilizzando uno dei due approcci che prevedono le seguenti combinazioni di carico:
Approccio 1 *Combinazione 1: A1+M1+R1*
Combinazione 2: A2+M2+R2

Approccio 2 *Combinazione: A1+M1+R3*

Nella prima combinazione dell'approccio 1 (A1+M1) si applicano coefficienti di amplificazione alle sole azioni (permanenti o variabili, strutturali o geotecniche) lasciando invariati i valori dei parametri caratteristici geotecnici; nella seconda (A2+M2) si applicano coefficienti di amplificazione alle azioni strutturali variabili e coefficienti di riduzione ai parametri che esprimono le proprietà meccaniche del terreno.
Nell'approccio 2 si applicano coefficienti di amplificazione alle sole azioni (permanenti o variabili, strutturali o geotecniche) lasciando invariati i valori dei parametri caratteristici geotecnici.

a) *Verifica allo scorrimento*
Nella verifica allo scorrimento le azioni sono le forze agenti parallelamente al piano di posa della fondazione, mentre le resistenze sono rappresentate dalla risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano.
Nel caso di un muro a mensola, l'**azione** è data dalla componente orizzontale della spinta del terreno.
Questa si ottiene integrando su tutta l'altezza del muro la tensione orizzontale e moltiplicando per il cos δ; per il calcolo della tensione verticale si deve tenere conto anche del contributo del terreno e del contributo del sovraccarico.
Per il calcolo del coefficiente di spinta attiva della terra k_a si può fare riferimento alla soluzione della teoria di Coulomb

$$k_a = \frac{sen^2(\alpha + \varphi')}{sen^2\alpha \cdot sen(\alpha - \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{sen(\varphi' + \delta)sen(\varphi' - \beta)}{sen(\alpha - \delta)sen(\alpha + \beta)}}\right]^2}$$

Il diagramma della *spinta del terreno* ha un andamento triangolare, per cui la spinta St sarà applicata nel baricentro del triangolo (ad 1/3H dalla base); analogamente, il diagramma della *spinta dovuta al sovraccarico Δq* ha un andamento rettangolare, per cui, per il calcolo del momento, la spinta Sq sarà applicata nel baricentro del rettangolo (ad 1/2H dalla base).

Il coefficiente di spinta attiva k_a dipende da vari parametri tra cui anche l'angolo di resistenza al taglio Φ' e l'angolo di attrito fondazione-terreno δ, che è pari a $\delta = 2/3\ \Phi'$.

Dunque nelle verifiche bisogna tener conto del valore di k_a di calcolo, che sarà diverso a seconda della combinazione M1 o M2 adottata.
Le **resistenze** sono date dal prodotto di tan(δ) per la somma dei pesi che grava sulla fondazione (peso proprio del muro, del terreno sopra la mensola di monte della fondazione, della reazione di appoggio sulla soletta sovrastante. A vantaggio della sicurezza non si considera il contributo del carico verticale variabile sulla soletta.
Una volta calcolata la resistenza di progetto Rd utilizzando il parametri geotecnici ottenuti nelle varie combinazioni (M1, M2), a questa si applica un coefficiente parziale *γ* che opera direttamente sulla resistenza del sistema definito in funzione del tipo di verifica e della combinazione (R1, R2 o R3).

Φ = 25°
δ = 16,7°
α = 90°
β = 0°
k_a = 0,36

Poniamo H=3,00 m
Sovraccarico sul terrapieno 5,00 kN/mq, equivalente ad una altezza di terreno di 0,27 m

S = 62,3 kN (inclinata dell'angolo δ)
S_d = 59,67 kN

Le forze stabilizzanti sono:
peso della soletta superiore = 12,54 / 0,60 = 20,90 kN (valore caratteristico)
Peso proprio del muro = 25 kN/mc * 2,85 mc = 71,25 kN (valore caratteristico)
Trascuriamo la componente verticale della spinta
Adottando l'Approccio 2 (A1+M1+R3)
N_d = 1,3 * (20,90 + 71,25) = 119,80 kN

Resistenza allo scorrimento = 119,80 * tan(25) = 55,86 kN
Coesione = 19,20 kN
Dividendo per il coefficiente 1,1
Resistenza di progetto = 68,23 kN > S_d

b) ***Verifica della capacità portante del terreno***
Nel caso della verifica della capacità portante del sistema terreno-muro di sostegno, il Testo unitario DM 2008 richiede di verificare la capacità portante del sistema terreno-fondazione utilizzando almeno uno dei due approcci (1 e 2).
Nell'ambito di ciascun approccio si calcolano in questo modo l'azione di progetto E e la resistenza di progetto R, che sono già affette dai coefficienti di sicurezza parziali, per cui la verifica impone semplicemente che sia soddisfatta la disuguaglianza R > E
In questo caso, i coefficienti parziali interessano il peso del muro e il peso del terreno sovrastante la suola di fondazione, entrambi da considerare come una **azione permanente sfavorevole** strutturale.
Una volta calcolata la resistenza di progetto R con la formula di utilizzando il parametri geotecnici ottenuti nelle varie combinazioni (M1, M2), a questa si applica un coefficiente parziale *γ*d che opera direttamente sulla resistenza del sistema definito in Tabella 3, in funzione del tipo di verifica e naturalmente della combinazione (R1, R2 o R3).
La verifica impone semplicemente che sia soddisfatta la disuguaglianza $R_d > E_d$

La sezione di base ha dimensioni 1,00x3,20 m
La risultante delle forze applicate passa a 1,25 m dall'estremo esterno del canale, su una base di m 3,20
La componente verticale è 118,68 kN
La componente orizzontale è 59,66 kN
La sollecitazione totale sul terreno è 61 kPa < della resistenza ultima divisa per il coefficiente R3 pari a 1,4

Verifica al ribaltamento
Secondo il DM 2008, lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 1 e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.
Nella verifica al ribaltamento le **azioni** sono espresse dai *momenti ribaltanti,* dovuti alla componente orizzontale della spinta del terreno e dell'azione del sovraccarico Δq. Il momento e quindi dato dal prodotto
della forza the si sta considerando (applicata nel baricentro del diagramma di spinta) per il braccio, calcolato rispetto al centro istantaneo di rotazione (punto A di figura 1).
Le **resistenze** sono i *momenti stabilizzanti*, dovuti al peso del muro e al peso del terreno sovrastante la soletta di fondazione (analogamente a quanto detto per la verifica allo scorrimento, a vantaggio di sicurezza si trascura il contributo dovuto alla componente verticale della spinta del terreno e del carico accidentale sulla soletta interna).
Il peso del terreno sulla soletta di fondazione può essere ragionevolmente considerato alla stessa maniera del peso del muro come una **azione permanente favorevole** strutturale.

Una volta calcolata la resistenza di progetto Rd utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella nell'ipotesi di stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), le azioni di progetto E , cioè le spinte, si devono calcolare utilizzando i parametri geotecnici ottenuti nella combinazione M2.
La verifica al ribaltamento è soddisfatta se il rapporto tra momenti stabilizzanti (Rd) e momenti ribaltanti (Ed) è maggiore di 1
Nel nostro caso la risultante ricade entro il terzo medio della sezione e la struttura è vincolata in sommità dalla presenza della soletta che costituisce una efficace biella.

Verifica sismica

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti precedentemente.
A meno di analisi dinamiche avanzate, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita con il metodo pseudostatico, mediante i metodi dell'equilibrio limite.
Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il cuneo di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo (se la struttura può spostarsi), e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto.
Le azioni da considerare nelle analisi di sicurezza delle fondazioni sono fornite dalla spinta esercitata dal terrapieno, dalle azioni gravitazionali permanenti e dalle azioni inerziali agenti nel muro, nel terreno e negli eventuali sovraccarichi.
Rispetto al caso statico, le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nella verifica in condizioni statiche.
In aggiunta all'analisi della sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, devono essere condotte verifiche nei confronti dello stato limite di danno. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.
Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.
Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale *k*h e verticale k_v Possono essere valutati mediante le espressioni:

$$\mathbf{k_h = \beta m \cdot (a_{max} / g)}$$
$$\mathbf{k_v = 0{,}5\ kh}$$

$\mathbf{a_{max}}$ = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
g = accelerazione di gravità

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

a_{max} = S · a_g =SS · ST · ag

S= coefficiente che comprende l'effetto dell'*amplificazione stratigrafica* (**SS**) e *dell'amplificazione topografica* (S T);

a_g = *accelerazione orizzontale massima* attesa su sito di riferimento rigido.

a_g = 0,0603 g (SLC).

A_{max} = 0,0603 g

k_h = 0,0603
k_v = 0,0302

Nella precedente espressione, il coefficiente **=**βm assume il valore 1 essendo un muro non in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, per la presenza della soletta. Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Eventuali spinte di calcolo del terreno e dell'acqua

La forza di calcolo Ed è da considerare come la risultante delle spinte statiche e dinamiche del terreno.
In assenza di uno studio più dettagliato che prenda in considerazione la rigidezza relativa, il tipo di movimento e la massa dell'opera di sostegno, si deve assumere che la forza dovuta alla spinta dinamica del terreno sia applicata a metà altezza del muro.
Si deve assumere che la distribuzione lungo il muro delle pressioni dovute ad azioni statiche e dinamiche agisca con un'inclinazione rispetto alla normale al muro non superiore a (2/3) F', per lo stato di spinta attiva, ed uguale a zero per lo stato di spinta passiva.
La spinta totale di progetto E_d esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno, è data da:

$E_d = ½ \gamma^* (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws}$

dove
- H è l'altezza del muro;
- Ews è la spinta idrostatica;

- γ* è il peso specifico del terreno;
- K è il coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico).

Il primo termine di Ed rappresenta la spinta dello scheletro solido del terreno, in cui il coefficiente K è calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe. e assume differenti valori per le diverse definizioni della tangente dell'angolo q, specificate in funzione della presenza o meno dell'acqua di porosità e del comportamento di quest'ultima in presenza dell'azione sismica.
Il coefficiente di spinta del terreno può essere calcolato per stati di spinta attiva:

$$\beta \le \varphi' - \theta: \quad K = \frac{sen^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos\theta\, sen^2\psi\, sen(\psi - \theta - \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{sen(\varphi' + \delta)\, sen(\varphi' - \beta - \theta)}{sen(\psi - \theta - \delta)\, sen(\psi + \beta)}}\right]}$$

$$\beta > \varphi' - \theta: \quad K = \frac{sen^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos\theta\, sen^2\psi\, sen(\psi - \theta - \delta)}$$

Nelle precedenti equazioni vengono usate le seguenti notazioni:

- Φ' è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace;
- θ è l'angolo rotazione sismica = arctg (kh / (1-kv)) = 3,56°;

- δ è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro;

Applicando le formule e i coefficienti precedentemente riportati:

K = 0,406 (comprensivo degli effetti statici e dinamici)

Verifica allo scorrimento e della capacità portante in condizioni sismiche
Analogamente al caso statico, le verifiche allo scorrimento e della capacità portante del sistema terreno-fondazione in condizione sismica deve essere effettuato utilizzando una dei due approcci che prevedono le seguenti combinazioni di carico:
Approccio 1
Combinazione 1: A1+M1+R1

Combinazione 2: A2+M2+R2

Approccio 2
Combinazione: A1+M1+R3

Rispetto al caso statico, i valori dei coefficienti parziali sulle azioni sono pari ad 1.0, mentre per quanto riguarda i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, essi, analogamente al caso statico, devono essere modificati con i valori dei coefficienti parziali indicati in tabella in funzione della combinazione di carico scelta.

Verifica allo scorrimento
La spinta totale di progetto Ed esercitata dal terrapieno agente sull'opera di sostegno è la risultante delle spinte statiche e dinamiche del terreno, è funzione del coefficiente K che è calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe e assume differenti valori per le diverse definizioni della tangente dell'angolo θ.

Le **azioni** di calcolo da considerare nel caso sismico sono date dalla spinta statica applicata ad H/3, W agenti direttamente sul muro e sul terrapieno applicate nel loro baricentro.
La spinta dovuta al sovraccarico non viene considerata in condizioni sismiche.

Φ = 25°
δ = 16,7°
α = 90°
β = 0°
k = 0,406

Poniamo H=3,00 m

S = 33,8 kN (inclinata dell'angolo δ)
S_d = 32,37 kN

Le forze stabilizzanti sono:
peso della soletta superiore = 12,54 / 0,60 = 20,90 kN (valore caratteristico)
Peso proprio del muro = 25 kN/mc * 2,85 mc = 71,25 kN (valore caratteristico)
Trascuriamo la componente verticale della spinta
Adottando l'Approccio 2 (A1+M1+R3)
N_d = 1,3 * (20,90 + 71,25) = 119,80 kN

Resistenza allo scorrimento = 119,80 * tan(25) = 55,86 kN
Coesione = 19,20 kN

Dividendo per il coefficiente 1,1
Resistenza di progetto = 68,23 kN > S_d

Verifica della capacità portante
Si procede analogamente al caso statico, tenendo presente che i coefficienti parziali sulle azioni sono unitari, e che il peso del terreno sovrastante la soletta di fondazione, considerato un'**azione permanente sfavorevole**, è da considerare moltiplicata per ($1 \pm k_v$).
Una volta calcolata la resistenza di progetto Rd
con la formula di Brinch Hansen utilizzando il parametri
geotecnici ottenuti nelle varie combinazioni (M1, M2), a questa si applica un coefficiente parziale γ che opera direttamente sulla resistenza del sistema definito in Tabella 3, in funzione del tipo di verifica e naturalmente della combinazione (R1, R2 o R3).
La spinta dovuta al sovraccarico non viene considerata in condizioni sismiche. La verifica impone che sia soddisfatta la disuguaglianza Rd > Ed

Verifiche di resistenza delle parti strutturali in cemento armato del canale

Muri del canale
Le condizioni più gravose sono quelle relative al carico statico (non sismico)
La combinazione di carico più gravosa prevede il sovraccarico sul terrapieno, la soletta del canale scarica.

Lo schema statico è quello di una trave incastrata alla base e incernierata in sommità (all'attacco con la soletta)

S = 62,3 kN (inclinata dell'angolo δ)
S_d = 59,67 kN (componente orizzontale) applicata a m 1,10 dalla base delle pareti del canale.

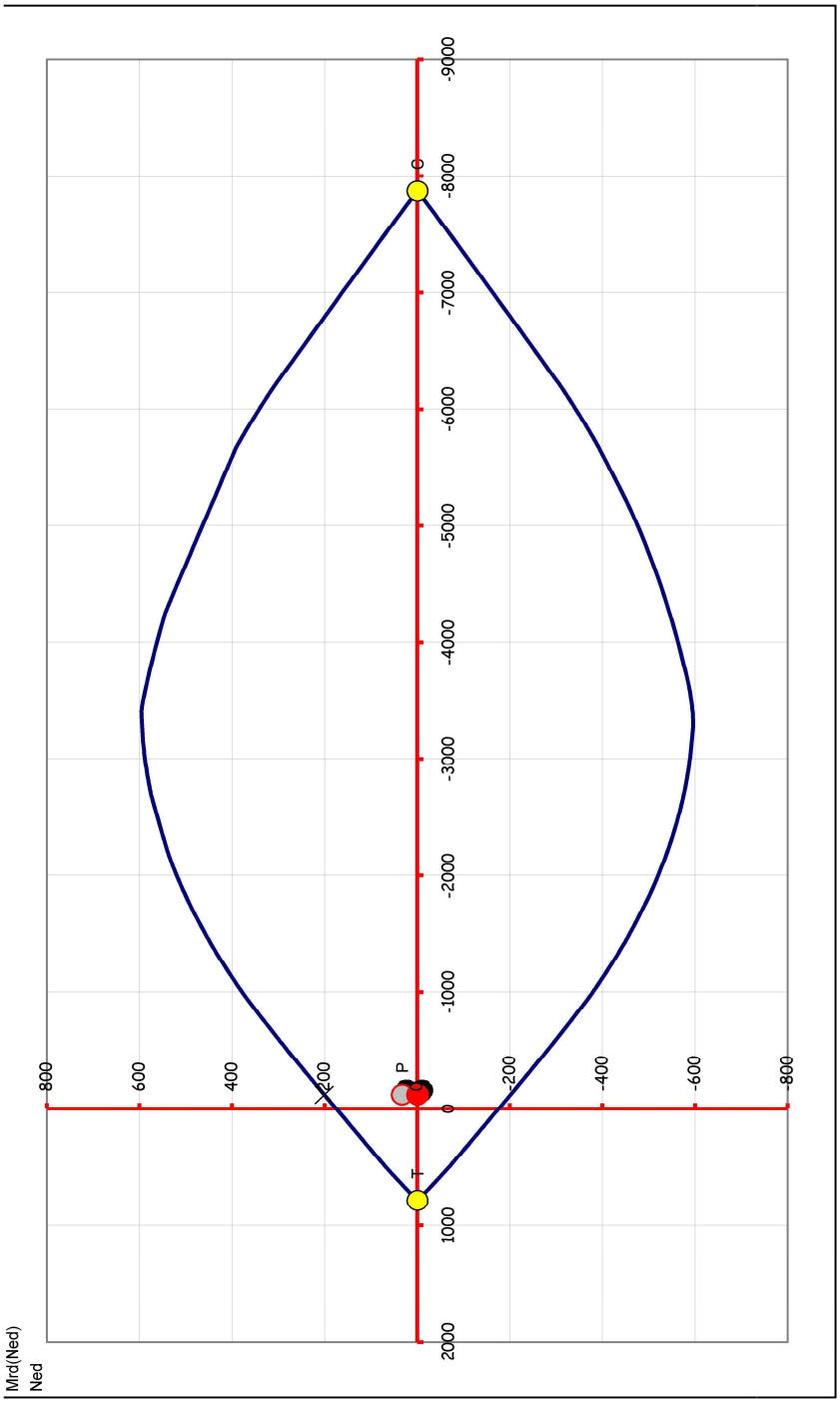
Le forze trasmesse dalla soletta superiore sono:
peso della soletta superiore = 12,54 / 0,60 = 20,90 kN (valore caratteristico)
Peso proprio del muro = 25 kN/mc * 2,85 mc = 71,25 kN (valore caratteristico)

N_d = 1,3 * (20,90 + 71,25) = 119,80 kN

Le sollecitazioni di flessione e taglio date dalla spinta del terreno sono:
Vd = 50,83 kN taglio alla base
M+ = 17,68 kN*m massimo momento positivo in parete
Md = 33,15 kN*m momento negativo al piede del muro

La sezione è armata con 5 Fi 16 a metro, armatura doppia simmetrica.

Il dominio di interazione è quello presentato alla pagina seguente: lo stato di sollecitazione è interno al dominio.


Mrd(Ned)
Ned
-800
600
400
200
P
0
-200
-400
-600
-800
2000
1000
T
-1000
-2000
-3000
-4000
-5000
-6000
-7000
-8000
-9000
C

Fondazione del canale

Le condizioni più gravose sono quelle relative al carico statico (non sismico)
La combinazione di carico più gravosa prevede il sovraccarico sul terrapieno, e sulla soletta del canale.

Lo schema statico è quello di una trave incastrata alla base e incernierata in sommità (all'attacco con la soletta)
Il carico è costituito dalla sollecitazione del terreno ridotta del peso proprio della fondazione.
Dai calcoli precedenti risulta una sollecitazione sul terreno di 21 kPa al netto della fondazione (è il valore medio)

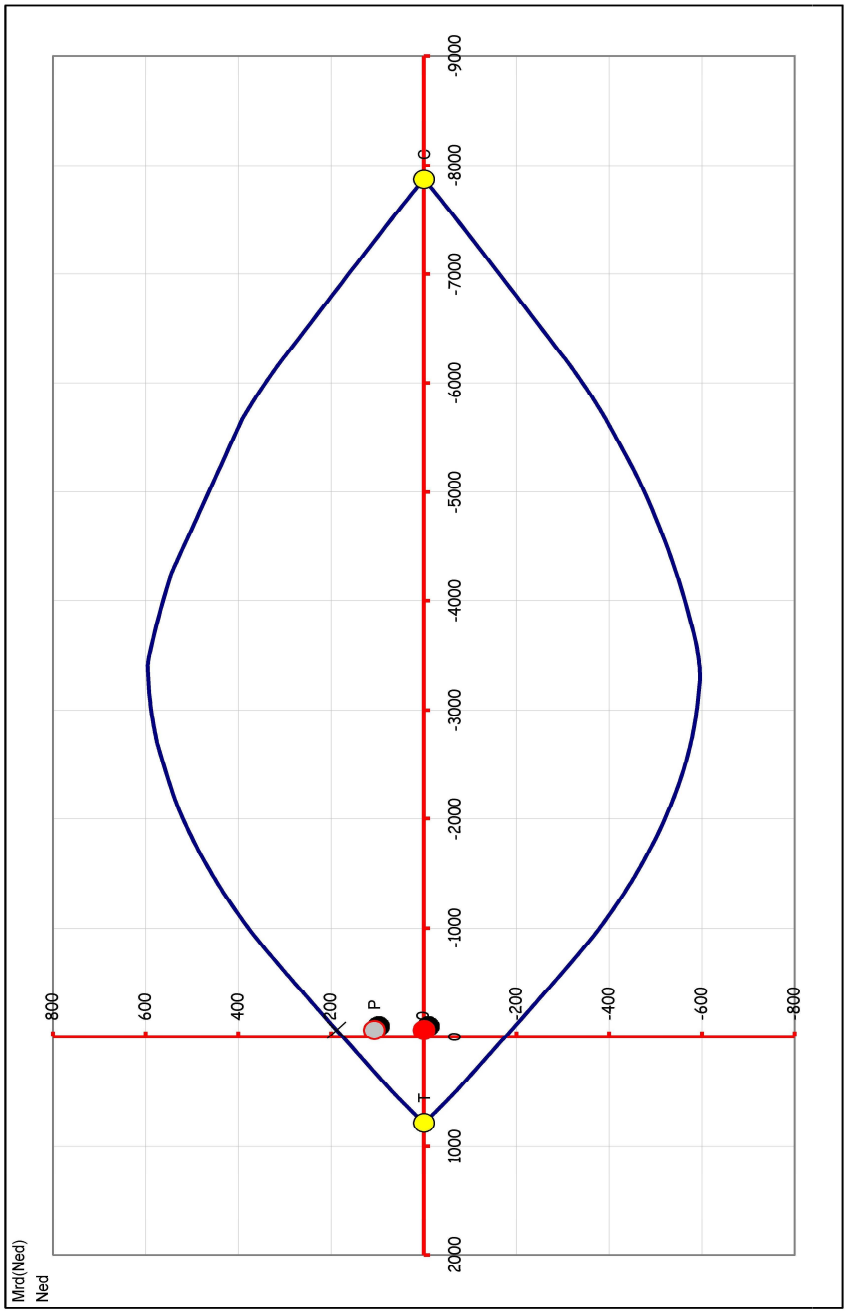
Pressione risultante = 21 kPa

Semplificando, risulta, schematizzando a mensola di larghezza 1 metro:
Q = 21 kN/m
Per una luce di m 3,20
M_d = ½ 21 * $(3,20)^2$ = 107,5 kN*m
Vd = 21 * 3,20 = 67,2 kN

La sezione è soggetta inoltre ad una compressione data dalla spinta del terreno come calcolato precedentemente, S = 59,67 kN

La sezione è armata con 5 Fi 16 a metro, armatura doppia simmetrica.

Il dominio di interazione è quello presentato alla pagina seguente: lo stato di sollecitazione è interno al dominio.


Mrd(Ned)
Ned
800
600
400
200
P
0
-200
-400
-600
-800
2000
1000
T
0
-1000
-2000
-3000
-4000
-5000
-6000
-7000
-8000
C
-9000

4. COPERTURA CANALE ADIACENTE AL PONTE SULLA S.P.

I muri andatori del ponte verranno utilizzati come spalle della copertura che verrà realizzata.
Il loro estradosso è orizzontale e pertanto idoneo a tale uso.
La tipologia strutturale adottata fa ricorso alle travi nervate prefabbricate in cemento armato precompresso con sezione trasversale a TT, soluzione ritenuta idonea in quanto:

- ha un buon rapporto resistenza/peso
- è di semplice posa, di per sé stabile senza necessità di traversi in campata

I conci sono 3 e hanno le luci nette (nella nervatura più sollecitata) seguenti:

- m 16,57
- m 14,33
- m 12,10
- m 9,30

Le corrispondenti luci di calcolo adottate sono le seguenti:

- m 17,40
- m 15,05
- m 12,70
- m 9,77

Carichi caratteristici applicati (per concio di larghezza m 2,50):

Carichi G1		
peso proprio della trave	0,5662 m^2 * 25 kN/m^3	= 14,155 kN/m
Carichi G2		
Massetto di cls 10 cm	2,50 m * 0,10 m * 25 kN/m^3	= 6,250 kN/m
Eventuale ricoprimento in terra (20 cm)	2,50 m * 0,20 m * 18 kN/m^3	= 9,000 kN/m
Carichi Q1		
(folla compatta, schema 5 ponti stradali)	2,50 m * 5,00 kN/m^2	= 12,500 kN/m
Neve Q_{sk}	2,50 m * 0,60 kN/m^2	= 1,50 kN/m

RELAZIONE IDROLOGICA

Descrizione E Inquadramento Dell'intervento

I lavori di realizzazione della copertura del Rio Su Pauli nella parte che scorre nel centro abitato di Pauli Arbarei è stata programmata dalle Amministrazioni comunali che si sono succedute negli ultimi decenni e messa in esecuzione per lotti. L'ultimo intervento eseguito è stato ultimato nell'anno 2006.

L'intervento definito dal presente progetto costituisce l'intervento conclusivo in quanto completa la copertura per tutto il tratto adiacente alla parte edificata, fino al ponte sul Rio Su Pauli in vicinanza della zona sportiva.

L'estensione del presente intervento si estende per una lunghezza di 117 m.

Alle tre pagine seguenti sono riportati i riferimenti topografici esplicativi.

In particolare si rileva che i calcoli idrologici e idraulici costituiscono una verifica della sezione di inizio del tronco, già eseguita e una verifica della sezione corrente del presente intervento, che è stata leggermente modificata in risposta alle esigenze della orografia del terreno a margine dell'attuale canale.

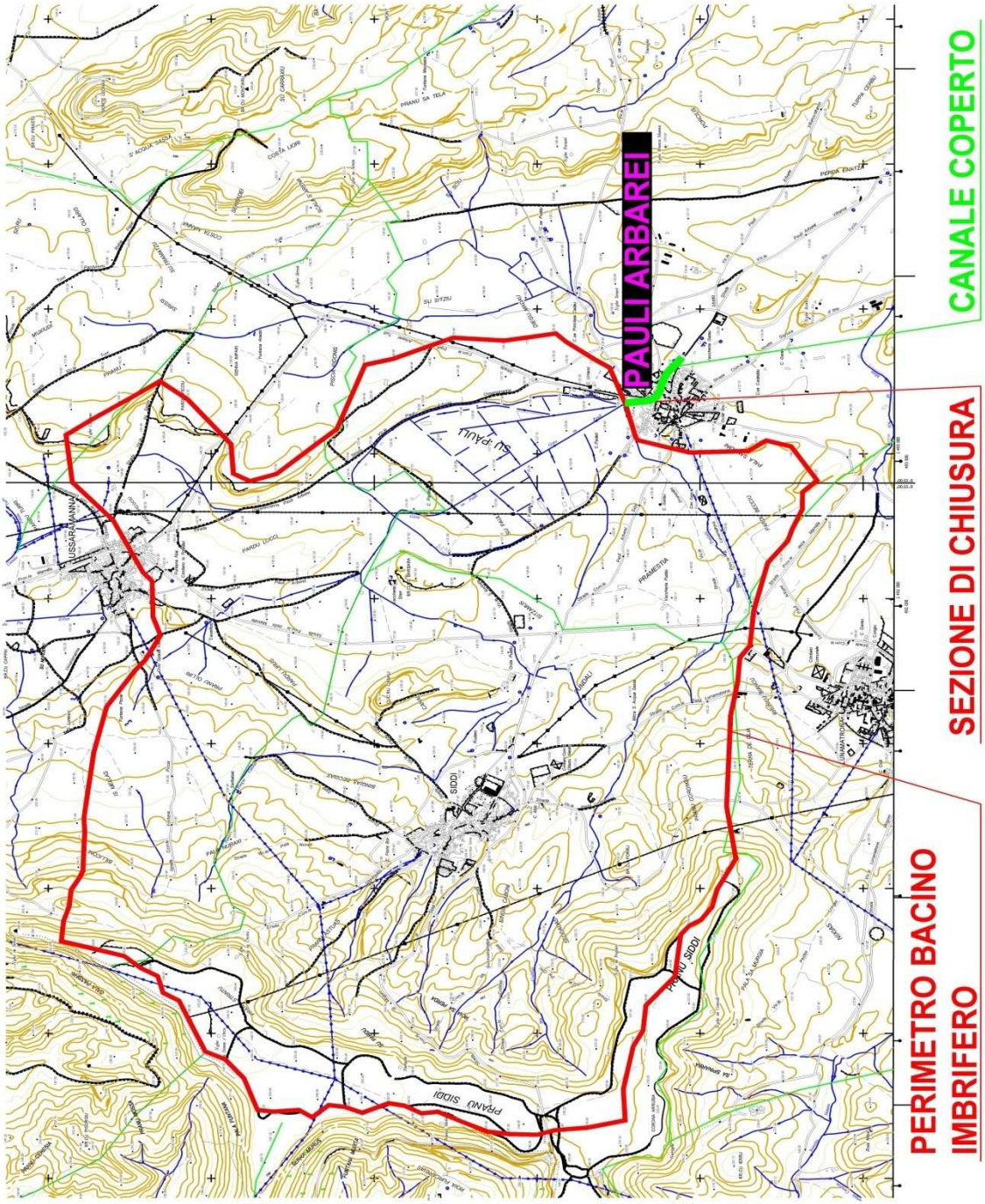


Grafico 1 – Planimetria del bacino imbrifero

Area del bacino imbrifero = 0.344 kmq

Quota sezione di chiusura = 476 m slm

Caratteristiche Del Bacino Imbrifero

Il bacino imbrifero è caratterizzato da una orografia marcatamente pianeggiante per quasi metà della sua estensione, e in passato l'afflusso di acque meteoriche creava notevoli ristagni. I canali realizzati dall'uomo, uno dei quali è costituito dal Rio Su Pauli costituiscono di fatto un rete drenante del circondario agricolo di Pauli Arbarei.

Ne risulta un bacino di estensione 18.22 kmq e pendenza media 4,2%, ma l'ultima parte, più importante per il presente studio, quella prossima alla sezione di chiusura, per gli ultimi 1800 metri ha una pendenza media dello 0,3 %.

La sezione di chiusura ha quota 126 m slm.

Studio Idrologico

Effettuare uno studio idrologico, ovvero effettuare la stima delle portate di progetto corrispondenti a determinati tempi di ritorno, produce informazioni affette da sensibili fattori di incertezza se applicati a bacini imbriferi molto ridotti, come quello in esame. E' stato necessario ricorrere alla valutazione attraverso metodi indiretti basati sulla trasformazione afflussi-deflussi riferiti alle curve di possibilità pluviometrica.

Alcuni dei parametri principali che entrano in gioco sono l'estensione del bacino, l'intensità di pioggia, il tempo di corrivazione (ovvero il tempo che impiega la goccia d'acqua che cade nel punto idraulicamente più sfavorito a raggiungere la sezione terminale) e il tempo di ritorno (periodo di tempo che intercorre mediamente fra due eventi meteorici in cui il valore di portata di piena viene superato).

Per bacini che presentano una superficie inferiore ai 60 km^2, si può procedere applicando il metodo razionale (metodo S.C.S.).

Il metodo è stato applicato in base alle seguenti considerazioni:

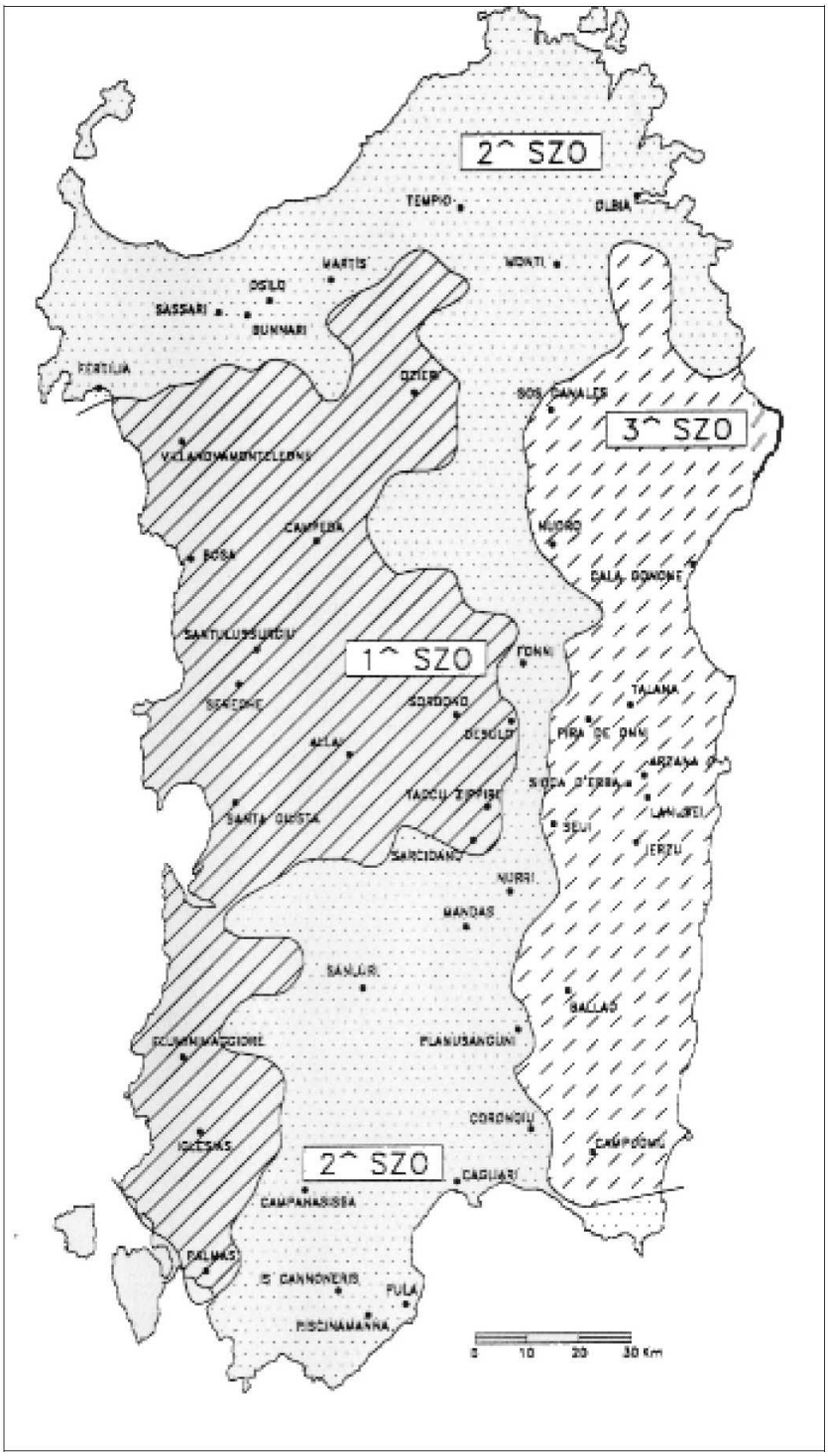
- i tempi di corrivazione vengono valutati a partire dai parametri morfometrici definiti come specificato, secondo le espressioni empiriche più rispondenti alle tipologie dei bacini in esame;
- i coefficienti di deflusso derivano, in questo caso dalla sola diretta conoscenza dello stato del suolo dei siti attraversati;

In queste condizioni il valore al colmo della portata risulta:

$Q_c = 0.28 * C * I * A$ [m^3/s]

dove:
C = coefficiente di deflusso (adimensionale);
I = intensità di pioggia (mm/ora);
A = superficie del bacino (km^2);

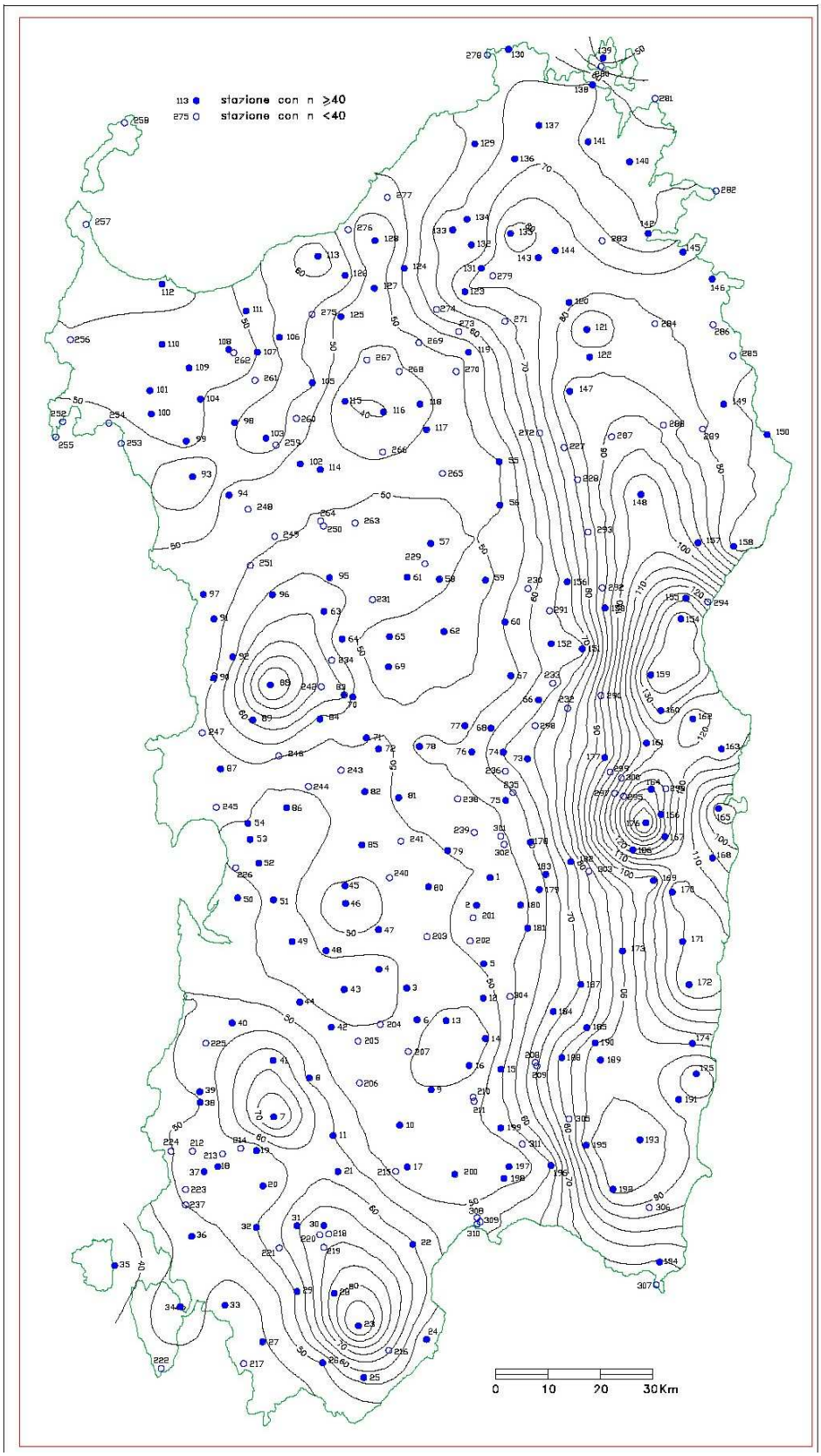
Il primo passo da effettuare per valutare le precipitazioni è definire a quale sottozona omogenea (SZO) appartiene il nostro bacino, secondo la seguente figura:



La pioggia indice μ(t) di durata τ (ovvero la media dei massimi annui delle piogge di durata τ) può essere espressa in forma monomia: $\mu(\tau) = a1 \times \tau^{n1}$ dove i coefficienti a1 e n1 si possono determinare in funzione della pioggia indice giornaliera μg

$$a1 = \frac{\mu g}{0.886 \times 24^{n1}} \qquad n1 = -0.493 + 0.476 \log \mu g$$

La pioggia indice giornaliera μg viene stimata sulla base della carta delle isoiete riportata in figura:



L'altezza di pioggia hT(τ) di durata τ con assegnato tempo di ritorno T si ottiene moltiplicando la pioggia indice μ(τ) per un coefficiente di crescita KT(τ) = a2 x τ^{n2}:

$$hT(\tau)=\mu(\tau) \times KT(\tau) = (a1 \times a2) \times \tau^{(n1+n2)}$$

dove i coefficienti a2 e n2 si determinano con le seguenti relazioni, distinte per sottozona, per differenti T e τ :

a) per tempi di ritorno T <= 10 ANNI

SZO 1 a2 = 0,66105 + 0,85994xLogT; n2 = $-1,3558 \times 10^{-4} - 1,3660 \times 10^{-2}$xLogT;

SZO 2 a2 = 0,64767 + 0,89360xLogT; n2 = $-6,0189 \times 10^{-3} + 3,2950 \times 10^{-4}$xLogT;

SZO 3 a2 = 0,62408 + 0,95234xLogT; n2 = $-2,5392 \times 10^{-2} + 4,7188 \times 10^{-2}$xLogT;

b) per tempi di ritorno T > 10 ANNI

SZO 1 a2 = 0,46378 + 1,0386xLogT; n2 = -0,18449 + 0,23032xLogT $-3,3330 \times 10^{-2}$ x$(LogT)^2$ (per τ <= 1 ora); n2 = $-1,0563 \times 10^{-2} - 7,9034 \times 10^{-3}$ xLogT (per τ >= 1 ora);

SZO 2 a2 = 0,44182 + 1,0817xLogT; n2 = -0,18676 + 0,24310xLogT $- 3,5453 \times 10^{-2}$ x$(LogT)^2$ (per τ <= 1 ora); n2 = $-5,6593 \times 10^{-3} - 4,0872 \times 10^{-3}$ xLogT (per τ>= 1 ora);

SZO 3 a2 = 0,41273 + 1,1370xLogT; n2 = -0,19055 + 0,25937xLogT $- 3,8160 \times 10^{-2}$ x$(LogT)^2$ (per τ <= 1 ora); n2 = $1,5878 \times 10^{-2} + 7,6250 \times 10^{-3}$ xLogT (per τ >= 1 ora).

Per determinare il tempo di corrivazione ci si è avvalsi della formula di Ventura:

$t_c = 0.1272 * radq(A_b / i_m)$

Applicando le formule sopra riportate per la SZO 2 e per una pioggia indice giornaliera di 50 mm si ottiene:

tc = 2,65 ore;

durata della precipitazione di progetto pari al tempo di corrivazione

Coefficiente di deflusso = 0,5 giustificato dal fatto che la piana a bassissima pendenza trattiene e assorbe gran parte delle acque meteoriche.

I valori alla sezione di chiusura del bacino risultano pertanto:

110,98 m^3/s per un tempo di ritorno di 500 anni

Verifica Idraulica

In riferimento alla portata per un tempo di ritorno di 50 anni, per la sezione idraulica precedentemente definita e per una pendenza del fondo del canale dello 0,5% si ha:

Coefficiente della scabrezza di Gauckler-Strickler k = 60 $m^{1/3}$ / s

La portata di 110,98 m^3/s determina una altezza del pelo libero di:

2,29 m nel tratto avente larghezza del fondo di m 5,50
2,11 m nel tratto avente larghezza del fondo di m 6,60

Pertanto nel primo tratto il franco è di 1,21 m, nel secondo tratto è di 0,89 m.

Si deve rilevare inoltre che in caso di massima piena di progetto (per tempo di ritorno di 500 anni) il sistema di deflusso sarebbe comunque globalmente insufficiente per la presenza, a valle, a 10 m dalla fine del canale coperto, di un ponte che ha una sezione idraulica sottodimensionata.