

1.B

RESPONSE SPECTRUM RECOMMENDATION



RESPONSE SPECTRUM RECOMMENDATION
BY JOE WANG, P.E., PHD.

Date: May 21, 2004
To: Ruchu Hsu
From: Joe Wang
Subject: **Saguenay River Bridge - Response Spectra for Feasibility Study**

I have reviewed the seismic hazard report (dated December 2, 1998) prepared by Mr. John Adams of the Geological Survey of Canada regarding the appropriate design response spectra to be used for the feasibility study of the proposed Saguenay River Bridge. The report contained seismic hazard results in the form of response spectra (5% damping) for probabilities of 0.01, 0.0021, 0.001 and 0.0004 p.a. (corresponding to approximately 100-year, 500-year, 1,000-year and 2,500-year return period events respectively). Both median (i.e., 50th percentile) values and the 84th percentile values of the response spectra were derived and presented in the report. These hazard results were derived using the new seismic hazard model developed in the National Earthquake Hazard Program of the Geological Survey of Canada. Based on the results the following is a summary of our recommendations:

1. It is recommended that for a major bridge such as this a design earthquake of 2,500-year return period be used for the feasibility study. The 2,500-year event can be considered as the maximum credible earthquake for conceptual design purposes. Many recent major transportation projects throughout the world have selected 2,500-year return period earthquake as the design basis. It is important to note the design engineer should define appropriate design performance goal associated with the design earthquake for the bridge.
2. To account for the uncertainty of many variables and the model associated with the seismic hazard analysis, it is further recommended that the 84th percentile spectral values be used for the study. This is particularly important in areas where seismicity is historically low and field recorded ground motion data are very limited.

3. Based on the above, the recommended design response spectra (5% damping, for rock site only) are tabulated below:

Period, T (sec)	Response Spectra for Rock Site (cm/sec²)
0.0 (PGA)	431
0.1	746
0.15	706
0.2	703
0.3	598
0.4	531
0.5	474
1.0	262
2.0	130
3.0	60
5.0	30
9.0	10
20.0	3

PGA : Peak Ground Acceleration

4. Spectral values for periods (T) greater than 2.0 seconds were not reported in Mr. John Adams' report. The recommended design values for T > 2 seconds were estimated by extrapolating the data presented in Figure 2 in Annex D of the report (by Gail Atkinson). During the final design stage, it is necessary to conduct a detailed study to more accurately quantify these high period spectral values.
5. Soil amplification effects (i.e., site effects), if relevant, need to be considered based on site-specific soil conditions.
6. The response spectra presented above are for feasibility (conceptual) study only and are not intended for final design.

SEISMIC HAZARD REPORT



October 20, 1998

Département de
génie civil
Section structures

Mr. John Adams
Geological Survey of Canada
Natural Resources Canada
1, Observatory Crescent
Ottawa, Ontario
K1A 0Y3

re: Feasibility study for the construction of the Tadoussac bridge.

Dear John:

I am writing to you regarding the seismic design of the future Tadoussac bridge. As discussed with you, the Ministry of Transportation of Quebec is currently investigating the possibility of building a fixed link across the Saguenay River, near the city of Tadoussac, Quebec.

As shown on the attached map, different sites located within approximately 13 km at the mouth of the Saguenay River are being examined in this feasibility study. From Tadoussac, the region of interest extends 7 km upstream and 6 km downstream. The average coordinates of the sites are: 48.1°N - 69.7°W. The link will most likely be a suspension bridge with the main span ranging between 1 200 m and 1 700 m, depending upon the exact location.

A similar study was performed in 1979. In the report prepared at that time by Laionde, Valois & Ass., Consulting Engineers, concerns raised some concerns regarding the seismic hazard posed by the various fault systems that had been identified in the vicinity of Tadoussac. In the conclusions of this report, it was recommended not to retain the sites located closer to the St-Lawrence river, partly due to the uncertainty associated with the seismic motions that could be generated by these faults.

Knowledge on the geological and tectonic conditions that prevail in the region has likely evolved in the last two decades and the Ministry of Transportation of Quebec would be interested in obtaining an updated opinion on the seismic hazard at the proposed bridge site. In addition, seismic data based on recent seismicity models would be needed for the design of the bridge. Therefore, it would be very much appreciated if the Geological Survey of Canada could provide the following:

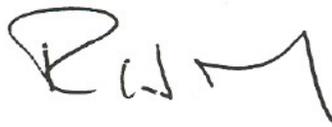
École affiliée à
l'Université de Montréal
Campus de l'Université de Montréal
2500, chemin de Polytechnique
Montréal (Québec)
H3T 1J7

Adresse postale
C.P. 6079, succ. Centre-ville,
Montréal (Québec) Canada
H3C 3A7
Tél.: (514) 340-4218
Télécop.: (514) 340-5881

1. An evaluation of the potential for local fault systems to generate ground motions that could be detrimental for the new bridge. This evaluation should be essentially based on the magnitude of the relative horizontal displacement, both parallel and perpendicular to the bridge, that could be expected between the main towers of the bridge and between the main towers and the cable anchor points. The evaluation should indicate if portions of the 13 km segment of the Saguenay river now being considered for the construction of the bridge should be avoided due to local seismic conditions.
2. Site specific, 5% damped uniform hazard spectra ordinates produced for rock site conditions and for return periods of 100, 475, and 2 500 years.
3. Representative earthquake scenarios, in terms of magnitude and distance, that should be considered for generating ground motion time histories for ultimate limit state design. At least two scenarios should be considered: large earthquakes at some distance and smaller close by events.
4. An assessment on the possibility for detrimental topographical effects on seismic ground motions that should be considered in the seismic design of the bridge.

I thank you in advance for your collaboration. Should you need more information, please do not hesitate to contact me (tel.: 514-340-4711, ext. 5946, Fax: 514-340-5881, email: tremblay@struc.polymtl.ca).

Sincerely,



Robert Tremblay, Ph.D., P.Eng.,
Associate Professor

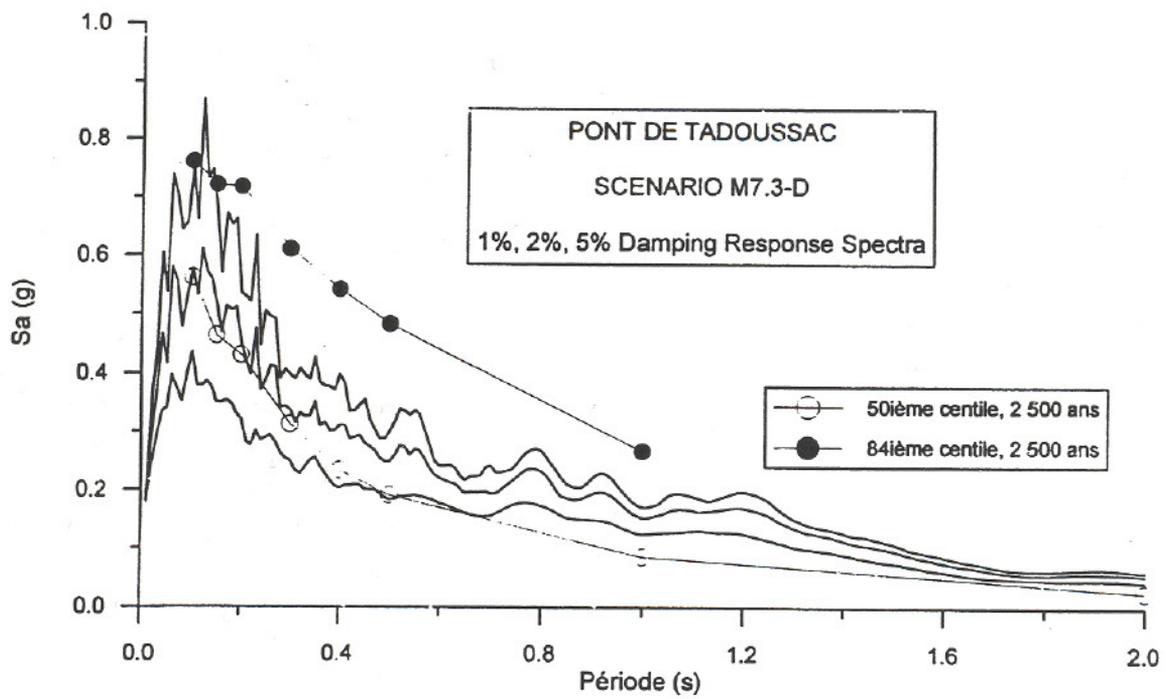
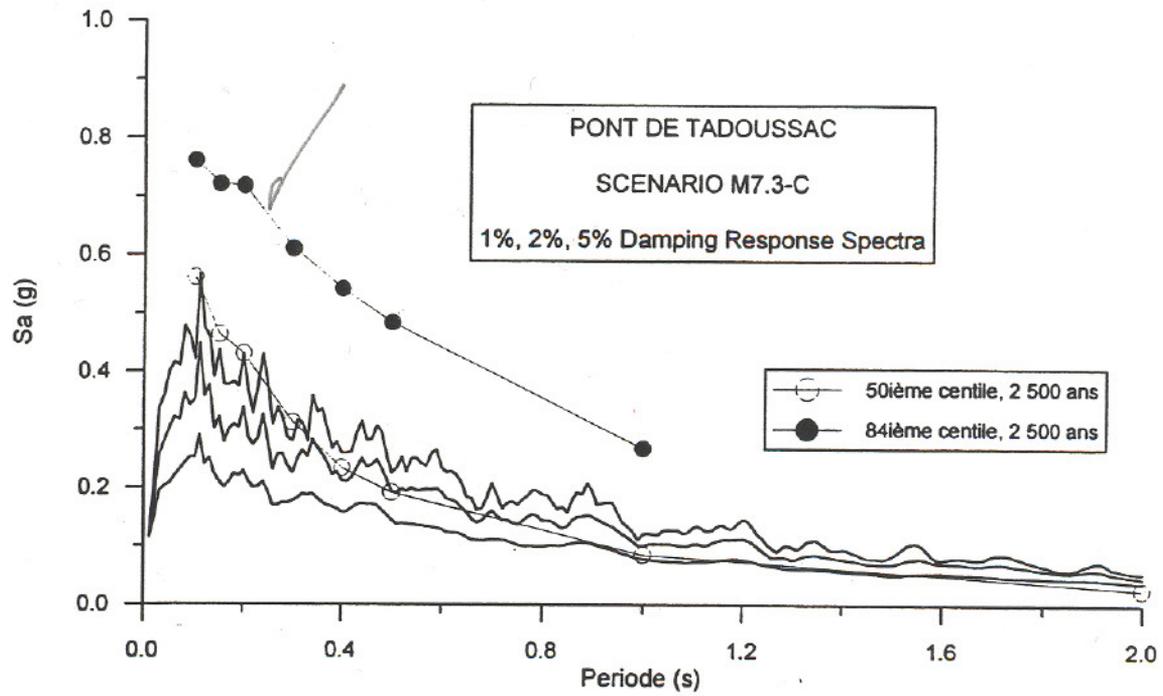


Fig. E16 Spectres d'accélération $T = 0 - 2$ s pour les scénarios M7.3 - C & D.



Natural Resources Canada

Geological Survey of Canada

National Earthquake Hazard Program

1 Observatory Crescent

Ottawa, Ontario

K1A 0Y3

Ressources naturelles Canada

Commission géologique du Canada

Programme national d'aléa sismique

1, place de l'Observatoire

Ottawa (Ontario)

K1A 0Y3

December 2, 1998

Your File Votre référence

Our File Notre référence
GS2730-8

Robert Tremblay, Ph.D., P.Eng.
Associate Professor
Department of Civil, Geological and Mining Engineering,
Ecole Polytechnique
P.O. Box 6079, Station "Centre-ville"
Montreal, Quebec Canada H3C 3A7
Tel.: 514-340-4711 ext. 5946 Fax: 514-340-5881
email: tremblay@struc.polymtl.ca

Subject: Feasibility study for the construction of the Tadoussac Bridge

Dear Robert,

With regard to your letter dated October 20th:

Site: We have chosen as a representative site the point 48.125N 69.73W. This site is on the south bank of the Saguenay Fiord, immediately south of Tadoussac and seems more appropriate than your average point 48.1N 69.7W, which lies off Pointe aux Alouettes.

As Tables 1 and 2 and an earthquake map (Figure 1) show, the immediate vicinity of the site has quite low seismic activity, especially by contrast with the Charlevoix zone. The magnitude-recurrence curve for the Charlevoix zone is shown in Figure 2, since the rates of large earthquakes in the zone will be discussed below.

1a. "An evaluation of the potential for local fault systems to generate ground motions that could be detrimental for the new bridge"

Current thinking in the GSC is that while there are bands of weakness in the North American continent, there is no fully convincing geological evidence for any active faults within a few hundred kilometres of the site. As expressed in Adams et al. (1995; GSC Current Research 1995-D, p. 91-99) and in the GSC's current seismic hazard model for eastern Canada (GSC Open File 3283) the fault systems along the Saguenay and St. Lawrence rivers that were formed over 500 million years ago, and were active at some time in the last 400 million years (as evidenced by their displacement of Ordovician rocks), are considered to be the prime weaknesses along which today's earthquakes are occurring.

While these fault systems are geologically continuous, and

Canada



extend northeast, southwest, and west from Tadoussac, the historical evidence is that they are only highly active in selected places, most notably the Charlevoix region southwest of Tadoussac and the Lower St. Lawrence zone to the northeast. Ten years ago, a fault in the Saguenay Graben ruptured during the 1988 Saguenay earthquake, but before then (and indeed for most of the time since then) the Saguenay region has been fairly inactive.

While the GSC's current seismic hazard model uses two representation of the seismicity - essentially the repeat of the historical pattern of activity (H model) and the possibility that large earthquakes will occur in geologically similar, but low-seismicity environments (R model) - the seismic hazard at the site is dominated by the H model, even for the 1/2500 year results. Thus the GSC's view is that the seismically-active Charlevoix region is the most likely region to generate a large earthquake capable of damaging the bridge. The closest boundary of the CHV zone in the H model is 23 km from the chosen site.

1b "The evaluation should also indicate if portions of the 13 km segment of the Saguenay river now being considered for the construction of the bridge should be avoided due to local seismic conditions."

Various maps have been made of faults and lineaments in the Saguenay - Charlevoix region. Sharp topographic lineaments are especially evident on digital topography and remote sensing images (e.g. Duberger et al., 1991; *Tectonophysics* v. 186 p. 59-74). However, we know of no evidence that these features represent "active" faults, at least in the sense that the next large earthquake could be expected to occur on one particular fault. Indeed, much work that has been done on active faults in global continental interiors suggests that they experience long periods of inactivity - tens to hundreds of thousands of years or longer - broken by sporadic large earthquakes. There are also doubtless many hidden faults that do not break surface. The current advice is therefore that, despite evidence for lineaments or faults (and perhaps even if an "active" fault is discovered, since that fault may not break again for hundreds of thousands of years), it is better to assume that the earthquakes occur randomly within earthquake source regions that have boundaries defined on historical seismicity, geological or tectonic features, or on other sensible grounds.

Therefore we consider that the chance of strong ground shaking is substantially independent of where the site lies relative to any known fault. Thus the 1979 recommendation of the Lalonde, Valois & Associates report to reject the sites located closer to the St-Lawrence River is not considered valid.

1c. "An evaluation of the magnitude of the relative horizontal displacement, both parallel and perpendicular to the bridge, that could be expected between the main towers of the bridge and between the main towers and the cable anchor points"

An estimate of the extreme deformation event can be estimated by considering the rupture from the 1989 Ungava magnitude 6.3 earthquake in northern Quebec as a prototype. This 10-km long ≥ 6.3 rupture produced maximal values about 1.8 m of uplift, 0.5 m shortening, and 0.5 m lateral movement in the central third of the rupture. Of these, the shortening component might pose the most difficulty for engineering design. The chance of displacements like these occurring between the bridge ends is quite low, perhaps low enough

to be neglected entirely, as can be seen from the following computation based on the random occurrence of magnitude $M \geq 6.3$ earthquakes in the IRM zone of the R model (GSC OF 3283). The IRM zone attempts to average the larger eastern earthquakes over the geological zones of weakness that we recognize along the Ottawa, St. Lawrence and Saguenay rivers; had the actual rate of earthquakes close to the site (see seismicity map) been used, the probability would be even lower.

The rate of of earthquakes of $mblg \geq 6.3$ earthquakes in the IRM zone is 0.007 per annum for the entire zone, of length extent of 1600 km, so the $M \geq 6.3$ rate for the segment 10 km upstream to 10 km downstream of the site is $0.007 * 20/1600 = 0.000087$ p.a. say 0.0001 p.a. or 1/10000 years. This rate is too high for our purposes because:

1. Earthquakes like the Saguenay which occurred at a depth of 26 km, and did not rupture the surface, indicate that not all sizable earthquakes will break the surface and cause significant surface displacement.
2. Not all the possible $M \geq 6.3$ earthquakes occurring within 10 km of the site need cause a surface rupture or ground displacement between the ends of the bridge (some faults will rupture parallel to the bridge, etc).
3. The IRM source zone has an approximate width of 70 km but the bridge spans at most 3 km. Even considering the worst case of an exclusion region for 10 km about the site, this represents a factor of 3 lower on a per-unit-area basis

Together these reduce the likelihood of the bridge straddling a displacement due to fault movement by a further order of magnitude, or more, to about 0.00001 p.a. or less. The probability of larger earthquakes, with larger displacements, would be even lower.

A rough estimate can be made for the surface displacement of smaller, more frequent earthquakes. An earthquake of one magnitude less than an Ungava-sized event (5.3) is about 10 times more probable but would have surface displacements about one third (or less) of the Ungava values. The probability of this is roughly $10 * 0.00001 = 0.0001$ p.a. or less (from the above), and I would suggest the deformations are negligible for a structure of this size. For a tangible example, you may wish to compare the thermal expansion/contraction of the bridge deck with the shortening of 0.5 m in the Ungava event - the same engineering solution may cope with both.

2. "Site specific, 5% damped uniform hazard spectra produced for rock site conditions and for return periods of 100, 475, and 2500 years"

Table 3 gives the spectral values you request for probabilities of 0.01, 0.0021, 0.001, and 0.0004 p.a., together with the Peak Ground Acceleration values. They are computed using the GSC's new seismic hazard model for Canada (GSC Open File 3283) and are consistent with the 10%/50 year results in that open file. We do not routinely calculate ground motions for other than 5% damping. We are providing these site uniform hazard spectra (UHS) at the requested probabilities as an experimental service. We are prototyping a proposed site-specific service for your current request, and will evaluate your feedback on the product. It is important that you and the Ministry of Transportation of Quebec realize that these UHS are not to be considered for the final design, only as screening values for the project.

Figure 3 shows just the median (50th percentile) values, but Table 3 includes the 84th percentile values as an indication of the uncertainty in the median values. Some engineers prefer to use the mean plus 1 sigma (84th percentile values) for design so as to include additional conservatism. However, this is just equivalent to designing for median values at a lower probability. I suggest that setting the performance objective and then the probability level and using the associated median ground motions is the more direct route. Of course you may wish to design for median values and test the design against the mean plus 1 sigma value to ensure no unexpected damage ensues.

There are the normal provisos that we mention in connection with these calculations. For screening purposes we expect that the GSC's current seismicity model is adequate, but should a design be contemplated, there should be a review of the appropriateness of those model assumptions for this specific project. The long period values are probably less reliable than the short period values, and this is of great importance to bridge design.

3. "Representative earthquake scenarios"

A) Charlevoix earthquake. As mentioned above, the CHV source zone is considered the most likely site of the next large earthquake capable of damaging the structure. A reasonable earthquake to consider would be close to the upper-bound magnitude for the zone (GSC's best estimate for this is $m_{BLg} = 7.5$). From the magnitude recurrence relation for Charlevoix (GSC OF 3283, Fig 2) this event has a 0.001 - 0.0003 p.a. probability of occurring for the entire zone (this unavoidable range is due to uncertainties resulting from the short historical record and to the shape of the curve near the upper-bound magnitude). However, an event this size could potentially rupture the entire length of the CHV zone, and its length extent means that a significant amount of the energy release would occur at a much greater distance from the site than the closest corner of the CHV zone (23 km). Therefore if this is to be used as a screening event it is essential that a finite-element estimate of its ground motions be made, as a point source approximation would probably give a hazard that is too high.

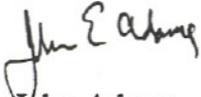
B) Local earthquake. A local earthquake should be chosen to test the structure against a smaller, reasonably probable event close to the site. From the above discussion of the rate near the site, assuming the IRM model of seismicity, an earthquake of magnitude (m_{BLg}) about 5.5 about 18 km from the site is consistent with the 2500 year event. This is not a very severe event for a structure of this size, and it is likely that the Charlevoix earthquake will govern.

4. "Detrimental topographical effects on seismic ground motions that should be considered"

Many of the proposed pier locations are situated high above the river in this region of high topographic relief, and such relief is known to influence the severity of ground motions. It may be possible to make some theoretical assessment of these effects adequate for screening purposes. However, when a decision is made to go ahead, and before the design is finalized, I would recommend that the topographic amplification be measured directly. This could be done by recording the shaking from some of the common Charlevoix earthquakes at one of the proposed pier sites and at a nearby bedrock site with gentle

topography. The rate of earthquakes in the Charlevoix zone is such that a period of a few months would probably suffice (most of the cost would be in establishing the station, not operating it), and the recordings of other earthquakes, teleseismic earthquakes, or indeed local blasts would also be used to determine the amplification and its frequency dependence. As a bonus any records of small, say magnitude 2, Charlevoix earthquakes would provide an invaluable empirical Green's function for determining the shaking from the large earthquakes most likely to damage the structure. Without site-specific recordings incorporating the actual effects of path and topographic amplification, generic eastern Canadian values would need to be used, with consequent larger uncertainties. The GSC has the equipment to record these ground motions and analyze the results and would be interested in being involved in this work.

Sincerely,



John Adams
National Earthquake Hazards Program
email: adams@seismo.nrcan.gc.ca
fax : (613) 992-8836
phone: (613) 995-5519

Attachments

Table 1. Earthquakes within 25 km of 48.125 -69.73 with magnitude -1 or more

Table 2. Earthquakes felt at 48.125 -69.73 with estimated Intensity III or greater since 1500

Table 3. 5% damped spectral values (cm/sec/sec) on hard rock for site 48.125N 69.73W

Figure 1. Earthquakes relevant to the Tadoussac Bridge site (small black dot) and GSC's earthquake source zones used for the 'H' model.

Figure 2. Magnitude recurrence curve for Charlevoix, showing data, best fit curve and an indication of the uncertainty about that curve.

Figure 3. 5% damped UHS (cm/sec/sec) on hard rock for the site at various probability levels.

EARTHQUAKES WITHIN 25 KM OF 48.125 -69.73 WITH MAGNITUDE -1 OR MORE

---	DATE	---	TIME	---	LAT	---	LONG	---	DEPTH	---	MAG	---	FELT	---	T-#	---	SRC	---	R	---	KM	---	EMM
5	16720200.0000	48.150	-69.700	00.0	3.7	ML N 0 L 1	GSC E	3	IV														
6	16731208.0000	48.150	-69.700	00.0	3.0	ML N 0 L 1	GSC E	3	III														
7	19100200.0000	48.000	-70.000	00.0	5.0	ML N 0 L 1	GSC E	24	V														
8	19200206.0000	48.150	-69.710	00.0	3.7	ML N 0 L 1	GSC E	3	IV														
9	19660630.2213	48.000	-69.580	00.0	2.3	ML N 0 L 1	GSC E	17	I														
10	19661022.2214	48.000	-69.500	00.0	2.3	ML N 0 L 1	GSC E	21	I														
11	19750902.0621	48.290	-69.740	2.0	3.3	MN N 0 L 1	GSC E	18	III														
12	19771205.0915	48.290	-69.580	18.0	1.3	ML N 0 L 1	GSC E	21	0														
13	19781005.1201	48.140	-69.740	18.0	1.1	ML N 0 L 1	GSC E	1	I														
14	19880925.1343	48.067	-69.826	23.1	0.4	ML N 0 L 1	GSC E	9	0														
15	19881216.1855	48.288	-69.600	18.0	2.5	MN N 0 L 1	GSC E	20	II														
16	19901225.1011	47.994	-69.614	12.0	0.5	ML N 0 L 1	GSC E	16	0														
17	19911114.0447	48.205	-69.588	18.0	1.6	MN N 0 L 1	GSC E	13	I														
18	19920314.0246	48.057	-69.884	16.1	0.1	ML N 0 L 1	GSC E	13	0														
19	19920826.2202	47.967	-69.872	00.0	0.4	ML N 0 L 1	GSC E	20	0														
20	19931010.0022	48.124	-69.784	22.2	1.9	MN N 0 L 1	GSC E	3	I														
21	19950420.0648	47.909	-69.757	18.0	-.4	ML N 0 L 1	GSC E	24	0														
22	19951009.0007	47.944	-69.912	18.0	1.2	MN N 0 L 1	GSC E	24	0														
23	19960127.0539	47.972	-69.796	8.5	-.3	ML N 0 L 1	GSC E	17	0														
24	19961125.0053	48.160	-69.631	18.0	1.6	MN N 0 L 1	GSC E	8	I														
25	19980905.2322	48.258	-69.666	18.0	1.5	MN N 0 L 1	GSC E	15	0														

DATE Event date, year - month - day
 TIME Origin time, hour - minute (GMT)
 LAT Latitude in degrees, North positive
 LONG Longitude in degrees, East positive
 DEPTH Focal depth in km
 MAG Magnitude: ML - Richter MN - Nuttli
 MB - body-wave MS - Surface-wave
 FELT F indicates felt reports exist
 Maximum intensity follows if known
 T Event type: L - Local B - Blast R - Rockburst
 # Number of solutions available
 SRC Source agency for prime information
 R Region: E - East W - West N - North S - St. Elias
 KM Approximate distance from epicentre to site
 EMM Estimated* Mercalli intensity at the site

Note 1: Mercalli Intensity is a scale used to rank the effects of an earthquake tremor at a specific site. Intensity values are assigned Roman numerals, I through XII, where I indicates a tremor felt by very few people, IV indicates a tremor felt by many people indoors but few outdoors, VII indicates slight damage to well built ordinary structures and XII indicates total destruction.

* the estimates are made using the magnitude of the earthquake, its distance from the site, a PGA attenuation relation, and a relation between PGA and the MM scale. The EMMs should be considered as ranking the relative shaking intensity at the site by the earthquakes listed.

Note 2. The epicentres of older earthquakes especially those prior to 1966 may have considerable uncertainty.

Table 2
 EARTHQUAKES FELT AT 48.125 -69.73 WITH ESTIMATED
 INTENSITY III OR GREATER SINCE 1500

---	DATE	---	TIME	---	LAT	---	LONG	---	DEPTH	---	MAG	FELT	T-#	SRC	R	---	KM	---	EMM	---
1	16380611.2000	42.500	-69.000	00.0	6.3	ML F 0 L 1	GSC E	627	IV											
2	16610210.1200	45.500	-73.000	00.0	5.7	ML N 0 L 1	GSC E	378	III											
3	16630205.1730	47.600	-70.100	00.0	7.0	ML N 0 L 1	GSC E	64	VIII											
4	16630205.2300	47.600	-70.100	00.0	4.4	ML N 0 L 1	GSC E	64	III											
5	16630206.1500	47.600	-70.100	00.0	5.0	ML N 0 L 1	GSC E	64	IV											
6	16650224.0000	47.800	-70.000	00.0	5.5	ML N 0 L 1	GSC E	41	V											
7	16680413.1300	47.100	-70.500	00.0	5.0	ML N 0 L 1	GSC E	127	III											
8	16720200.0000	48.150	-69.700	00.0	3.7	ML N 0 L 1	GSC E	3	IV											
9	16731208.0000	48.150	-69.700	00.0	3.0	ML N 0 L 1	GSC E	3	III											
10	17271109.0000	42.800	-70.800	00.0	7.0	ML N 0 L 1	GSC E	597	V											
11	17320916.1600	45.500	-73.600	00.0	5.8	MN N 8 L 1	GSC E	408	III											
12	17440614.1500	42.600	-70.000	00.0	6.4	ML N 0 L 1	GSC E	614	IV											
13	17551118.0912	41.500	-67.000	00.0	7.0	ML N 0 L 1	GSC E	763	V											
14	17910516.1300	41.500	-72.400	00.0	6.4	ML N 0 L 1	GSC E	762	III											
15	17910518.0000	41.500	-72.400	00.0	6.4	ML N 0 L 1	GSC E	762	III											
16	17911206.2000	47.400	-70.500	00.0	6.0	ML N 0 L 1	GSC E	98	V											
17	18160909.0000	45.500	-73.600	00.0	5.7	ML N 0 L 1	GSC E	408	III											
18	18171005.1645	42.500	-71.200	00.0	5.7	ML N 0 L 1	GSC E	634	III											
19	18310500.0000	47.300	-70.500	00.0	5.7	ML N 0 L 1	GSC E	107	V											
20	18310714.0000	47.600	-70.100	00.0	5.0	ML N 0 L 1	GSC E	64	IV											
21	18601017.1115	47.500	-70.100	00.0	6.0	ML N 0 L 1	GSC E	74	VI											
22	18640420.1815	46.900	-71.200	00.0	5.0	ML N 0 L 1	GSC E	174	III											
23	18691022.1045	45.000	-67.200	00.0	5.7	MN F 6 L 1	GSC E	394	III											
24	18701020.1630	47.400	-70.500	00.0	6.5	ML N 0 L 1	GSC E	98	VI											
25	18720109.0000	47.500	-70.500	00.0	5.0	ML N 0 L 1	GSC E	89	IV											
26	18931127.1650	45.500	-73.300	00.0	5.7	ML N 0 L 1	GSC E	393	III											
27	19040321.0604	45.000	-67.200	00.0	5.9	MN F 7 L 1	GSC E	394	IV											
28	19100200.0000	48.000	-70.000	00.0	5.0	ML N 0 L 1	GSC E	24	V											
29	19101025.0930	47.600	-69.800	00.0	4.0	ML F 0 L 1	GSC E	58	III											
30	19140210.1831	46.000	-75.000	00.0	5.5	ML F 0 L 1	GSC E	455	III											
31	19200206.0000	48.150	-69.710	00.0	3.7	ML N 0 L 1	GSC E	3	IV											
32	19240304.1915	47.800	-70.200	00.0	4.3	ML F 0 L 1	GSC E	50	III											
33	19240930.0852	47.800	-69.800	00.0	5.5	MN F 0 L 1	GSC E	36	VI											
34	19250301.0219	47.800	-69.800	00.0	7.0	MS F 0 L 1	GSC E	36	VIII											
35	19250301.0430	47.800	-69.800	00.0	5.0	ML N 0 L 1	GSC E	36	V											
36	19250301.0625	47.800	-69.800	00.0	4.0	ML N 0 L 1	GSC E	36	III											
37	19250301.0725	47.800	-69.800	00.0	4.0	ML N 0 L 1	GSC E	36	III											
38	19250301.1321	47.800	-69.800	00.0	3.7	ML N 0 L 1	GSC E	36	III											
39	19250307.0230	47.800	-69.800	00.0	4.0	ML N 0 L 1	GSC E	36	III											
40	19250314.1018	47.800	-69.800	00.0	3.7	ML N 0 L 1	GSC E	36	III											
41	19250317.1445	47.800	-69.800	00.0	3.7	ML N 0 L 1	GSC E	36	III											
42	19250318.1315	47.800	-69.800	00.0	3.7	ML N 0 L 1	GSC E	36	III											
43	19250321.1522	47.800	-69.800	00.0	5.0	ML N 0 L 1	GSC E	36	V											
44	19250426.0450	47.800	-69.800	00.0	3.7	ML N 0 L 1	GSC E	36	III											
45	19250706.2133	47.800	-69.800	00.0	3.7	ML N 0 L 1	GSC E	36	III											
46	19250727.0220	47.800	-69.800	00.0	3.7	ML N 0 L 1	GSC E	36	III											
47	19280127.0000	48.000	-70.200	00.0	3.7	ML F 0 L 1	GSC E	37	III											
48	19301225.2207	47.300	-70.400	00.0	4.6	ML F 0 L 1	GSC E	104	III											
49	19310108.0013	47.300	-70.400	00.0	5.4	ML F 0 L 1	GSC E	104	IV											
50	19351101.0603	46.780	-79.070	00.0	6.2	ML F 0 L 1	GSC E	705	III											
51	19380928.0433	48.780	-69.580	00.0	4.1	ML N 0 L 1	GSC E	73	III											
52	19390624.1720	47.300	-70.400	00.0	4.5	MN F 0 L 1	GSC E	104	III											
53	19391019.1153	47.800	-69.800	00.0	5.6	MN F 0 L 1	GSC E	36	VI											
54	19391021.0807	47.800	-69.800	00.0	4.0	ML N 0 L 1	GSC E	36	III											
55	19391027.0136	47.800	-69.800	00.0	4.5	ML F 0 L 1	GSC E	36	IV											
56	19391107.0240	47.800	-70.500	00.0	4.1	MN N 0 L 1	GSC E	67	III											
57	19391225.1029	48.000	-70.500	00.0	4.1	ML N 0 L 1	GSC E	58	III											
58	19401013.1950	47.800	-69.800	00.0	4.7	ML N 0 L 1	GSC E	36	IV											
59	19440623.0637	49.420	-67.750	00.0	5.1	ML N 0 L 1	GSC E	205	III											
60	19440905.0438	44.970	-74.900	00.0	5.6	ML F 0 L 1	GSC E	518	III											
61	19450618.1520	47.180	-71.120	00.0	4.7	ML F 0 L 1	GSC E	146	III											
62	19451009.1318	47.800	-69.800	00.0	4.7	ML N 0 L 1	GSC E	36	IV											
63	19470202.1650	47.670	-70.530	00.0	4.2	ML N 0 L 1	GSC E	77	III											

Table 3

5% damped spectral values (cm/sec/sec) on hard rock
for site 48.125N 69.73W

Prob. (p.a.)	Coordinates		Period	median 84%ile	
	North	West			
0.0100	48.125	-69.73	0.1	111.40	163.40
0.0100	48.125	-69.73	0.15	93.80	142.00
0.0100	48.125	-69.73	0.2	77.40	132.00
0.0100	48.125	-69.73	0.3	48.80	102.70
0.0100	48.125	-69.73	0.4	34.40	84.80
0.0100	48.125	-69.73	0.5	26.60	67.10
0.0100	48.125	-69.73	1.0	9.30	29.50
0.0100	48.125	-69.73	2.0	2.70	-
0.0100	48.125	-69.73	PGA	75.70	112.20

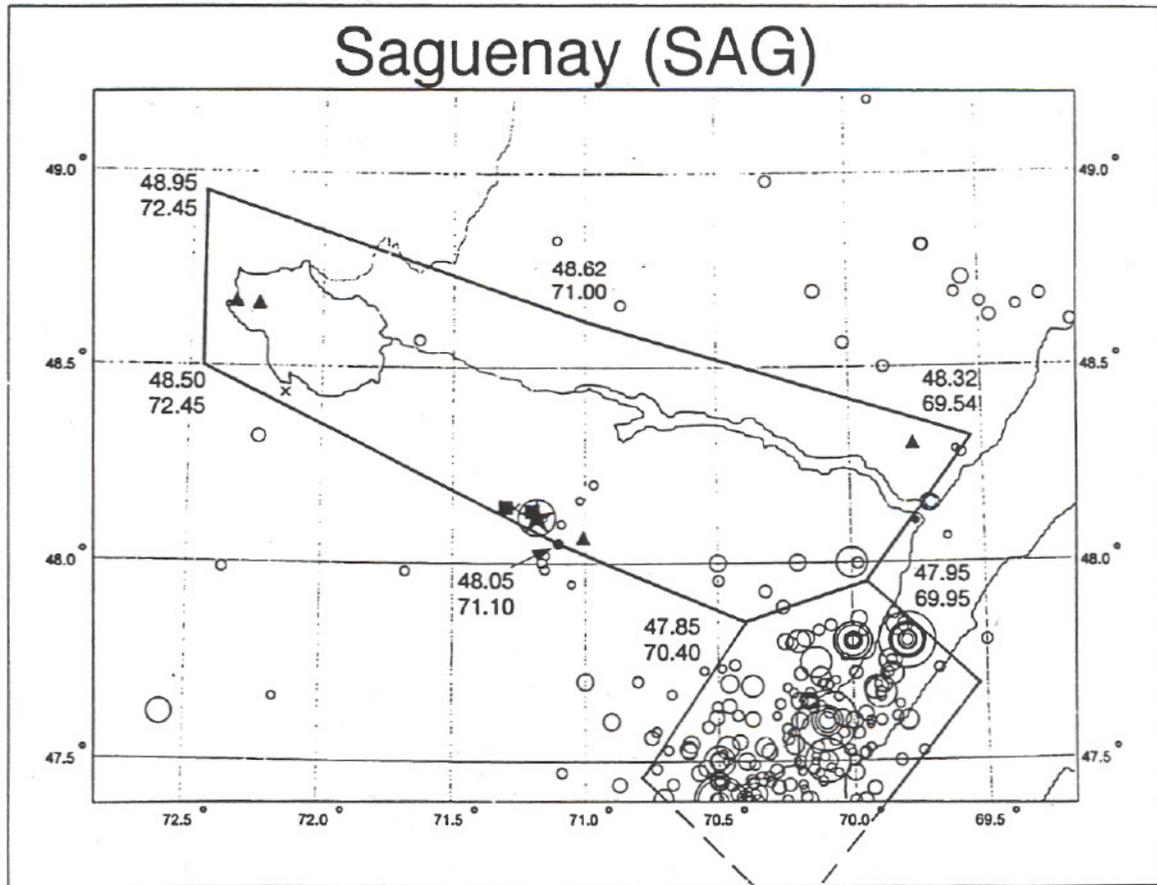
Prob. (p.a.)	Coordinates		Period	median 84%ile	
	North	West			
0.0021	48.125	-69.73	0.1	272.40	377.60
0.0021	48.125	-69.73	0.15	224.90	349.90
0.0021	48.125	-69.73	0.2	198.40	338.10
0.0021	48.125	-69.73	0.3	133.10	279.80
0.0021	48.125	-69.73	0.4	100.70	235.80
0.0021	48.125	-69.73	0.5	79.60	200.10
0.0021	48.125	-69.73	1.0	32.00	100.50
0.0021	48.125	-69.73	2.0	9.40	-
0.0021	48.125	-69.73	PGA	166.90	231.90

Prob. (p.a.)	Coordinates		Period	median 84%ile	
	North	West			
0.0010	48.125	-69.73	0.1	379.50	512.90
0.0010	48.125	-69.73	0.15	324.90	480.00
0.0010	48.125	-69.73	0.2	301.00	470.10
0.0010	48.125	-69.73	0.3	194.40	398.40
0.0010	48.125	-69.73	0.4	145.80	353.00
0.0010	48.125	-69.73	0.5	121.60	316.70
0.0010	48.125	-69.73	1.0	49.30	154.80
0.0010	48.125	-69.73	2.0	14.90	-
0.0010	48.125	-69.73	PGA	233.70	319.30

Prob. (p.a.)	Coordinates		Period	median 84%ile	
	North	West			
0.0004	48.125	-69.73	0.1	550.10	745.80
0.0004	48.125	-69.73	0.15	453.90	706.30
0.0004	48.125	-69.73	0.2	421.70	703.10
0.0004	48.125	-69.73	0.3	305.70	598.00
0.0004	48.125	-69.73	0.4	229.20	530.70
0.0004	48.125	-69.73	0.5	187.60	473.90
0.0004	48.125	-69.73	1.0	83.90	262.20
0.0004	48.125	-69.73	2.0	25.70	-
0.0004	48.125	-69.73	PGA	334.70	431.00

Note: epistemic uncertainty is not available for the 2.0 second period.

Saguenay (SAG)



GEOLOGICAL SURVEY OF CANADA
COMMISSION GÉOLOGIQUE DU CANADA

0. 200. KM

fig 1

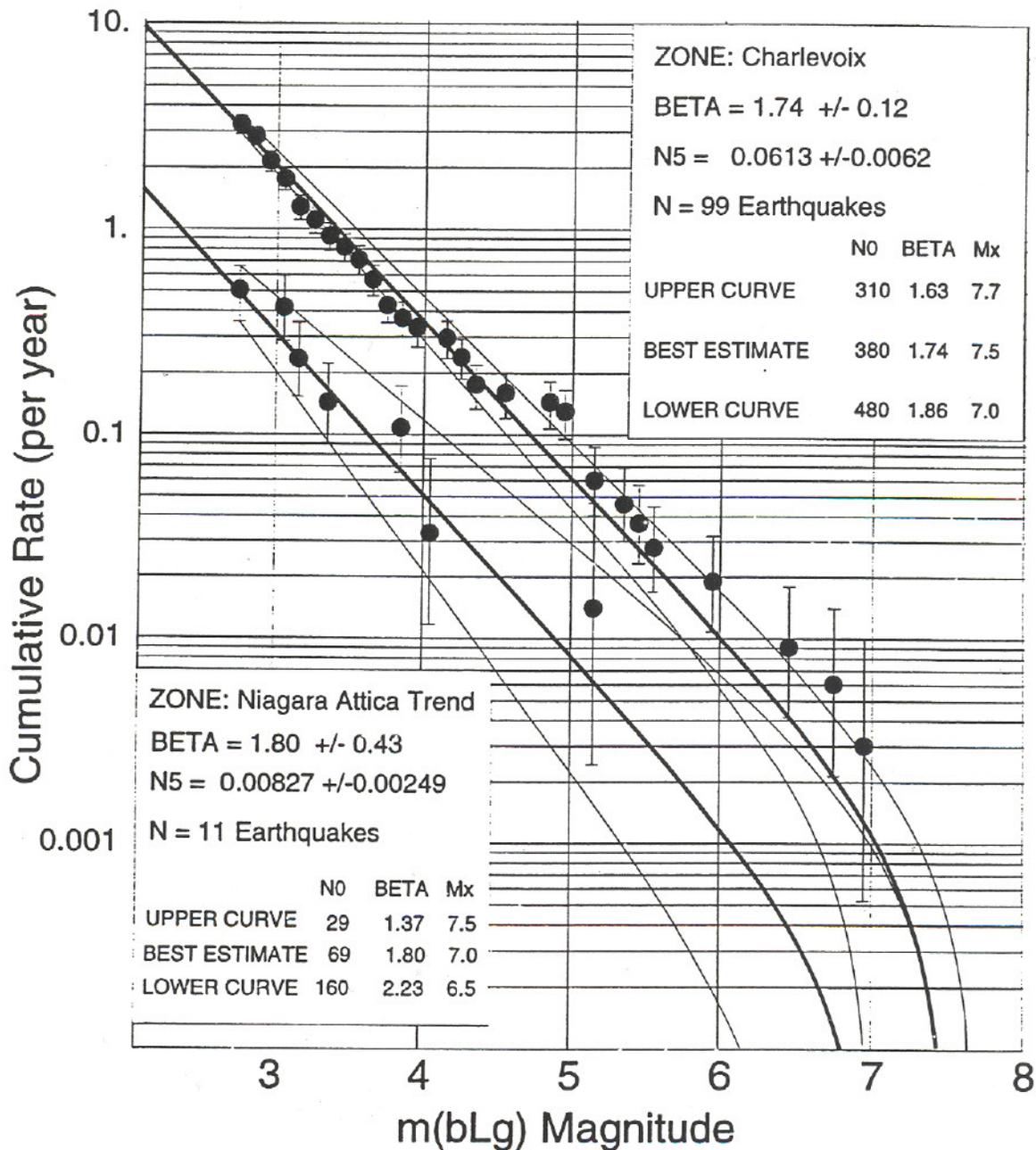
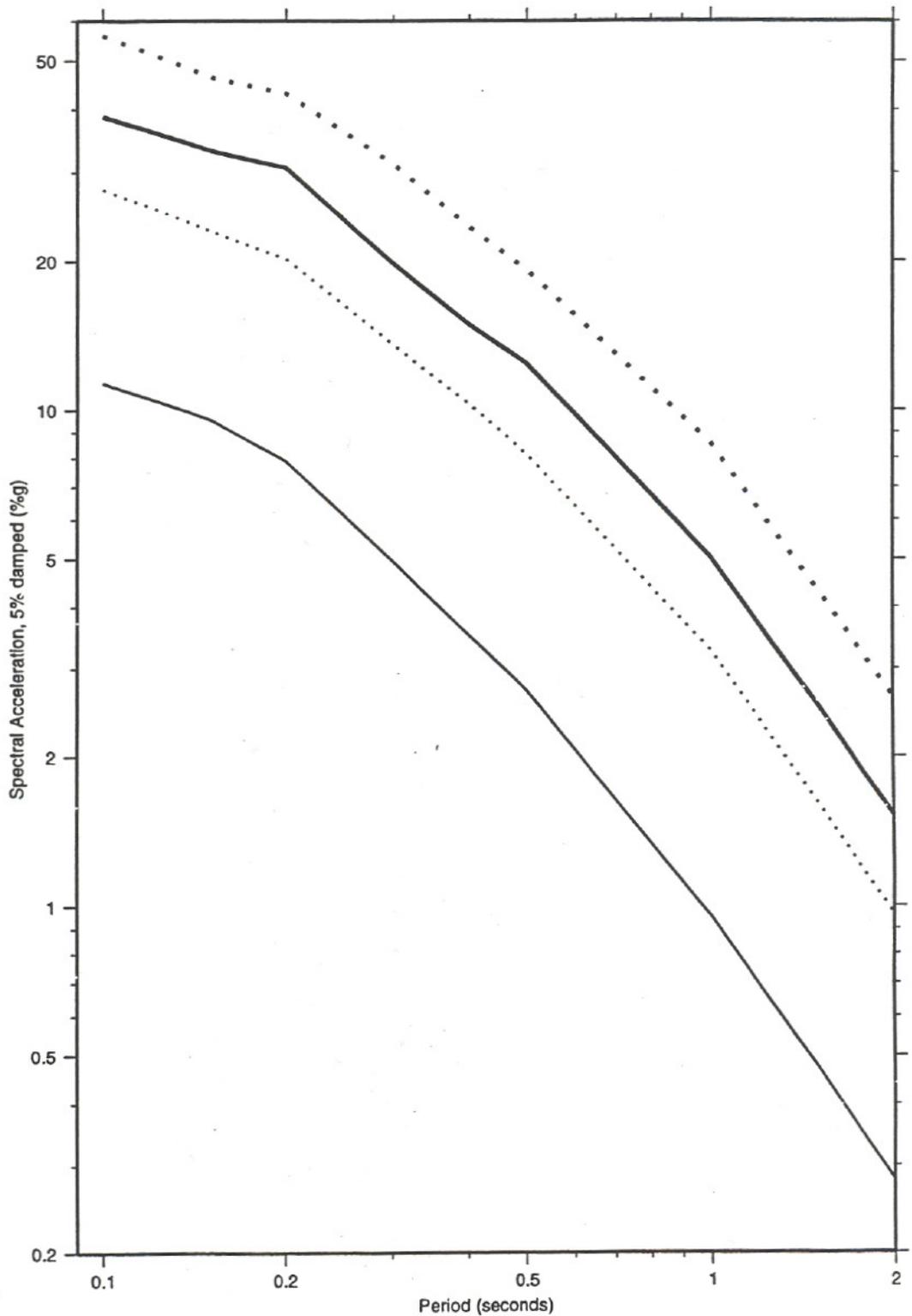


Figure 2. Sample magnitude-recurrence data and curves, for Charlevoix (CHV) and Niagara-Attica Trend (NAT) zones. The cumulative rates of earthquakes are represented by solid circles with stochastic error bounds and the best fit curve (bold) are flanked by upper and lower "error" curves that are more widely separated for the poorly-constrained NAT dataset. All curves are asymptotic to assumed upper bound magnitudes.



Tadoussac bridge site hard rock hazard spectra 48.125N 69.73W

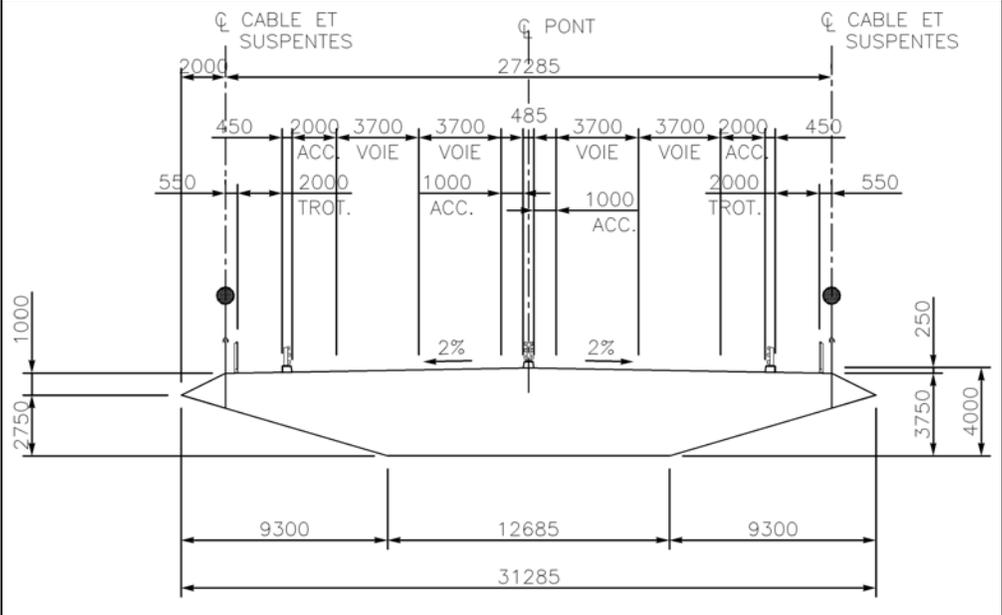
————— 1/100 year probability ————— 1/1000 year probability
 10%/50 year probability 2%/50 year probability

fig 3

GÉOMÉTRIE ET ESTIMATION BUDGÉTAIRE POUR UN TABLIER MUNI DE TROTTOIR



Coupe transversale – Géométrie du tablier avec trottoir



Estimation budgétaire
Tablier avec trottoir

Item	Unité	Quantité	Coût en \$ canadien	
			Unitaire	Total
ORGANISATION DE CHANTIER (1)	global	1	60 000 000,00\$	60 000 000\$
CULÉES ET ANCRAGES				
Béton pour chambre des câbles	m cu.	3 900	1 400,00\$	5 460 000\$
Armature pour chambre des câbles	kg	1 000 000	4,00\$	4 000 000\$
Béton des culées	m cu.	2 600	1 200,00\$	3 120 000\$
Armature des culées	kg	677 000	4,00\$	2 708 000\$
Ancrage au roc (incluant les câbles, le forage et le coulis)	unité	728	15 000,00\$	10 920 000\$
Excavation pour ancrage au roc	m cu.	15 000	140,00\$	2 100 000\$
Excavation pour les culées	m cu.	1 870	110,00\$	205 700\$
Ancrages pour soulèvement aux culées	global	1	140 000,00\$	140 000\$
Butée aux culées	global	1	140 000,00\$	140 000\$
PYLÔNES				
Béton des pylônes	m cu.	43 250	1 400,00\$	60 550 000\$
Armature des pylônes	kg	11 800 000	5,00\$	59 000 000\$
Béton pour fondation des pylônes	m cu.	12 000	1 100,00\$	13 200 000\$
Armature pour fondation des pylônes	kg	3 000 000	4,00\$	12 000 000\$
Éléments divers (selles, connection des ancrages au roc)	global	1	5 700 000,00\$	5 700 000\$
Excavation pour fondation des pylônes	m cu.	12 000	140,00\$	1 680 000\$
Amortisseur latéral aux pylônes	global	1	108 000,00\$	108 000\$
SUPERSTRUCTURE				
Acier de structure pour le tablier (fabrication, livraison et installation)	kg	34 122 000	9,00\$	307 098 000\$
Carénage en aluminium (fabrication, livraison, installation)	kg	1 190 000	15,20\$	18 088 000\$
Attache centrale des câbles	global	1	700 000,00\$	700 000\$
Suspentes	kg	375 173	10,65\$	3 993 717\$
Câbles porteurs	kg	14 650 464	9,00\$	131 854 176\$
Membrane imperméable et enrobé bitumineux	m car.	54 900	46,00\$	2 525 400\$
Glissières médianes	m. lin.	2 010	400,00\$	804 000\$
Glissières de rive	m. lin.	4 020	400,00\$	1 608 000\$
1200 mm Joints de dilatation	m. lin.	55	38 000,00\$	2 090 000\$
Drainage de tablier	global	1	280 000,00\$	280 000\$

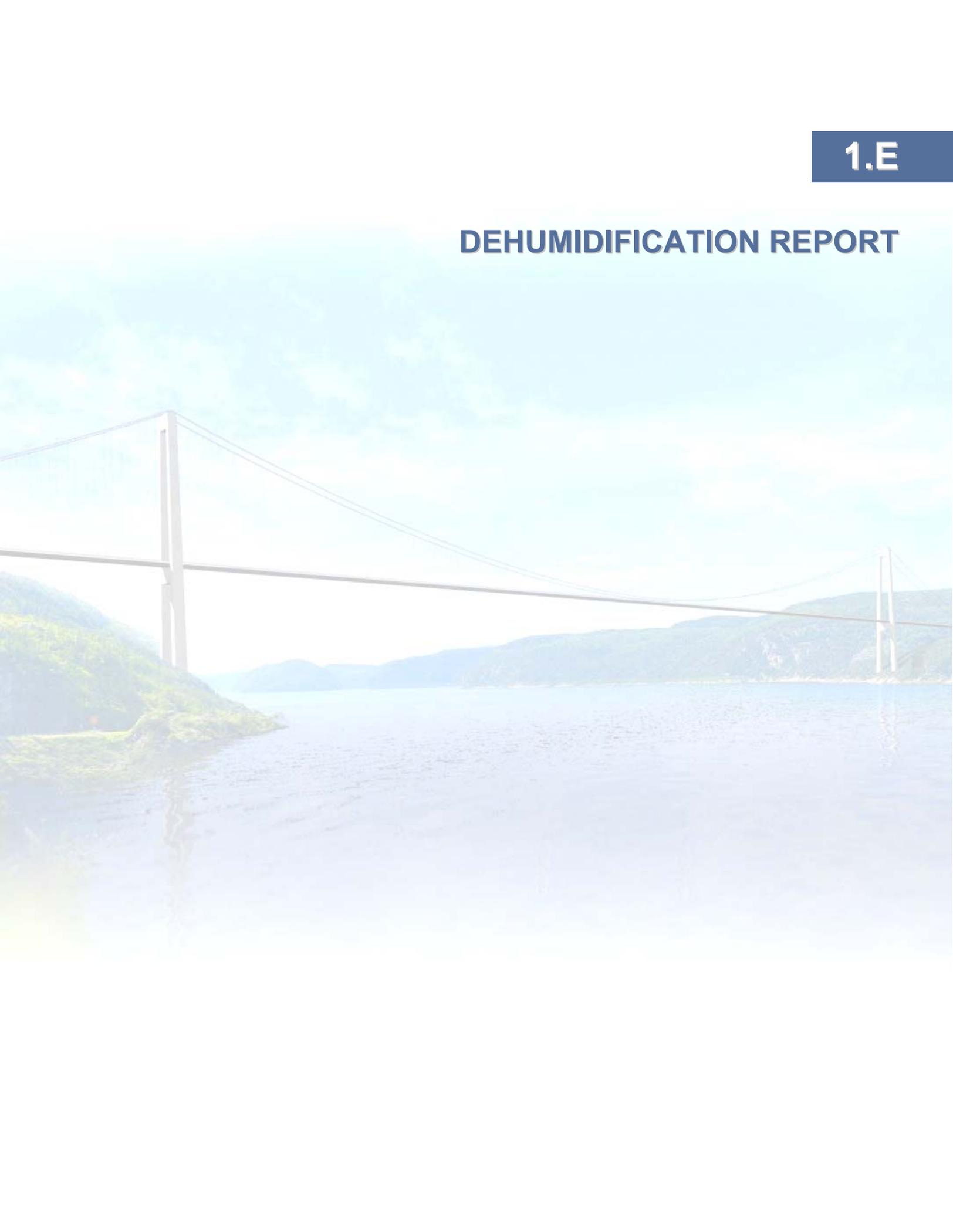
Estimation budgétaire
Tablier avec trottoir (suite)

Item	Unité	Quantité	Coût en \$ canadien	
			Unitaire	Total
TRAVAUX DIVERS				
Ascenseur et escalier pour pylônes	unité	4	1 750 000,00\$	7 000 000\$
Alimentation électrique et contrôle	global	1	6 831 000,00\$	6 831 000\$
Système mécanique de déshumidification	global	1	5 600 000,00\$	5 600 000\$
Système de guidage aérien	global	1	28 000,00\$	28 000\$
Éclairage visuel du pont	global	1	4 508 000,00\$	4 508 000\$
Essais en soufflerie	global	1	500 000,00\$	500 000\$
Garde-fou	m. lin.	4 020	260,00\$	1 045 200\$
Total				735 585 193\$
Études géotechniques	global	1	910 000,00\$	910 000\$
Plans et devis	global	1	13 000 000,00\$	13 000 000\$
Surveillance des travaux	global	1	18 000 000,00\$	18 000 000\$
GRAND TOTAL				767 495 193\$

Notes :

1. L'organisation de chantier comprend les éléments suivants :
 - Mobilisation et manutention des équipements
 - Aménagement des espaces pour le stockage des matériaux
 - Protection et sécurité de l'ensemble des travaux
 - Protection de l'environnement, tel que :
 - Intervention d'urgence en cas de pollution accidentelle
 - Protection des eaux et suivi de la qualité
 - Protection du milieu naturel
 - Protection de l'air et suivi de la qualité
 - Protection contre le bruit et suivi de l'ambiance sonore
 - Traitement des déchets

DEHUMIDIFICATION REPORT



DEHUMIDIFICATION REPORT

Background

One of the challenges of bridge maintenance for steel elements is corrosion prevention. A primary corrosion threat is condensing moisture, whether coming from the surrounding air or the evaporated infiltration of precipitation or ground water. The elements within environmentally uncontrolled enclosed spaces are exposed to condensation resulting from warmer, moister air contacting colder surfaces, especially during periods of rapid weather change.

New designs and retrofits for enclosed areas containing sensitive bridge elements are now including environmental controls to respond to this challenge. Removing this water by dehumidifying the interior of the steel box bridge deck and suspension bridge cable anchorage chambers is getting more popular due to its effectiveness in corrosion protection.

To support the longevity of the Saguenay River Bridge, we suggest that the interior of the steel superstructure and the cable anchorage chambers be provided with a dehumidification capability. The design target for the dehumidification systems should be to maintain the relative humidity below 40% over the full range of ambient temperatures. Provision of dehumidification for the deck and anchorage volumes involves a number of considerations and choices which are reviewed below.

General Considerations

To maintain the design dehumidification target, the conditioned spaces must be isolated from the ambient environment to the greatest practicable extent. For the bridge deck, this means continuity of all welds for the outside skin and provision of effective seals at all access doors or hatches. For the anchorages, this means effective waterproofing for prevention of ground or surface water ingress, and effective seals at all access doors or hatches.

The local climate conditions include temperatures below minus 20 degrees Celsius. This supports the use of desiccant type dehumidification equipment, due to the limitations of compression type equipment at the low ambient temperatures experienced during the winter and intermediate seasons. Desiccant-type dehumidification equipment may be all electric, or may use other available heat sources for desiccant regeneration.

Configurations

Two general system configurations were considered: centralized and decentralized. Each configuration has strengths and weaknesses.

The centralized configuration would use a few large dehumidifying units distributing air through ducts to and from the protected spaces. This arrangement would use a group of dehumidifying units at each abutment to supply dehumidified air to one-half (1005 m) of the superstructure box and the

two cable anchorage chambers. A multiple-unit design provides redundancy for reliability and flexibility in operation.

The proposed location for the centralized humidifying units is under the superstructure, in front of the abutment/anchorages. This centralized location provides simplified access for construction and future maintenance.

Inside the steel box, supply and return trunk ducts running half the bridge length will carry the air to and from each 7.5 m long deck cell. The resulting transverse air flow in each cell will promote local circulation. A limited supply and return duct arrangement will be provided in each anchorage chamber for the same purpose.

The decentralized configuration would use a number of smaller dehumidifying units installed at intervals inside the superstructure deck. Each unit would require power supply and controls, air exchange to the outside for moisture disposal (local penetrations or trunk ducts), local supply and return distribution ducts to the deck cells served by each unit, a source of ventilation air and a relief air path (local penetrations or trunk ducts).

The decentralized configuration will require regular maintenance access along the deck box interior to address bearing lubrication, belt adjustments, filter changes and other routine maintenance items. This arrangement would also require an equipment moving system inside the deck box for installation and future replacement of distributed units. The dehumidifiers, ancillary equipment and the moving system within the deck structure will cause a small but non-trivial increase in the superstructure weight with respect to a centralized system using ground-mounted equipment.

Common Considerations and Comparisons

Either configuration would need to address the continuous moisture loads. These are due to inevitable air leaks in the extended surfaces of the welded bridge superstructure and the necessary inspection access hatches. For the anchorages, even with provision of waterproofing measures there is the potential for ground water infiltration through the structural shell.

Consideration will also be needed of the loads during “pull down”, to avoid equipment damage and provide a reasonable “pull-down” period. During this period, moisture is removed from the enclosed air volume, as well as from the coatings and other porous solid materials within and enclosing the conditioned spaces. Until the end of the pull down period, humidity in the conditioned space will not be controlled to the design target.

There will be an initial “pull down” at the first activation of the dehumidification equipment following sealing of the conditioned spaces. Each subsequent un-sealing of the spaces will admit untreated air, and the extent and duration of the unsealed period will dictate the resulting pull down to re-establish the target conditions. The length of the pull down period is dependent on the relationship between the unit capacities, the moisture sealed within the system, and the

tightness of the seal. Pull down may last for a week or more for the deck structure.

Due to the moisture within the concrete elements of the structure, pull-down for the smaller anchorage volumes will take longer than the much larger deck. Access and maintenance activities will also differ for the two different types of spaces. For these reasons, the anchorage and deck dehumidification systems should be separate from each other.

The dehumidified air will need to be circulated through each protected space. The resulting air flow in each space will promote local circulation to avoid “dead” spots. Either of the centralized or distributed system configurations would need to address this requirement.

The steel box superstructure and anchorages will be essentially sealed to minimize ingress of moisture. This sealing also prevents natural air ventilation and creates confined spaces, and the limited access to the long deck structure interior makes that a confined space for that reason also. The coating and dehumidification systems are intended to minimize corrosion, but it is not economically feasible to absolutely bar corrosion. Any corrosion that does occur will act to remove oxygen from the local air. For this reason, ventilation of the confined spaces is required for inspection or maintenance workers to enter.

Scheduled access to the superstructure deck and anchorage chambers will be required at least once every two years for maintenance inspections. It is possible that scheduled maintenance of other systems within these spaces may require more frequent access. Unscheduled access may be required for detection or repairs of any failures of other interior systems, or for inspection or repairs as part of the post-incident response for significant events.

Ventilation to support personnel access to the conditioned spaces can be provided by two different approaches. Air flows required for normal humidity maintenance provide sufficient air circulation. To this re-circulated air, sufficient outside air ventilation must be added to either maintain or create a safe atmosphere. Depending on the installed dehumidification capacity, this ventilation would either need to be provided continuously to maintain both dehumidification and access, or be available as an on-demand unconditioned flush to permit personnel access. Either of the centralized or distributed system configurations would need to address this requirement, the details of which are deferred to a later phase of the design.

In addition to the ventilation for access, fixed sensors for oxygen depletion may be desirable, in addition to portable warning equipment for persons accessing the enclosed volumes.

Desiccant-type equipment of the type considered exposes a desiccant to the conditioned air stream to remove moisture from the space. The desiccant is then regenerated by exposure to a second air stream which is heated to remove the moisture from the desiccant material, regenerating it for further moisture absorption. The dehumidification and the regeneration air paths will require filtering to protect the dehumidification equipment. Filtering of the

dehumidification air path will also reduce particulate deposits in the spaces served.

The superstructure box is compartmentalized by the transverse diaphragms. As a result, the decentralized arrangement requires as many or more ducts for air delivery and return to serve any particular deck segment as the centralized arrangement.

The decentralized arrangement can not provide redundancy without a significant excess of installed capacity. This is due to the compartmented linear arrangement of the deck structure which restricts sharing of capacity along its length.

The centralized system locates the maintenance items outside the superstructure. Centralized units operate more efficiently than many smaller units, and may provide significant redundancy without an excess of installed capacity. A centralized system will essentially eliminate the need to go inside the box to perform any dehumidification system maintenance.

We compared the features and benefits of the centralized and decentralized dehumidifying system arrangements, and have concluded that the centralized system is the preferred selection.

System Rough Description

The bridge deck and anchorage chambers would be served by separate systems due to the differing moisture loads. The bridge deck superstructure would be divided into two halves of 1005 m length each, with each half served by two manifolded units totaling about 10.5 m³/s (22,250 cfm). The paired units allow use of off-the shelf equipment, and provide a measure of redundancy to allow continued operation during maintenance. Each of the anchorage chamber pairs would be served by two units of about 1.0 m³/s (2,250 cfm) each. The paired anchorage units would normally be operated independently, with cross-connection ducts used during equipment service.

For initial estimates, all-electric units are assumed. The power requirement would be 468 kW for each of the two equipment groupings (two deck and two anchorage units at each end of the deck).

All units would be mounted outside the protected spaces on the ground beneath the bridge deck at each end or within the abutments beneath the roadway. This position allows for service access and a ducting arrangement that permits a raw air flush if determined to be required for maintenance access of the protected areas. An auxiliary structural enclosure is recommended for the mechanical equipment for both maintenance and aesthetic reasons, if located outside the abutment structure.

Rough Construction Cost Estimate

An early rough construction cost estimate for the mechanical portion of this arrangement would be on the order of 3,400,000 USD, exclusive of the electrical power supply.

Other Items to be Considered

These include electrical installation and/or alternative heat sources for the dehumidifier units; and other mechanical items within the deck box, such as fire standpipe (wet, dry or mixed system), and roadway drainage (direct to river or collected for treatment and disposal). These are potential sources of leakage, and reasons for increased maintenance access to the protected areas.

Submitted by:

Vijay Chandra, P. Eng.

Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, Inc.

March 2004

RAPPORT DE L'ÉTUDE GÉOTECHNIQUE



ÉTUDE GÉOTECHNIQUE
PONT DU SAGUENAY
TADOUSSAC ET BAIE-STE-CATHERINE
RAPPORT FINAL

Consortium SNC-Lavalin/Genivar
455, boulevard René-Lévesque Ouest
Montréal (Québec) H2Z 1Z3

Dossier n° : 02-5728
Référence n° : 05-1087

17 juin 2005

TABLE DES MATIÈRES

	<u>Page</u>
1. INTRODUCTION.....	2
2. MÉTHODOLOGIE DE LA RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE	3
2.1. Forages	3
2.2. Tarière manuelle.....	3
2.3. Localisation	4
2.4. Travaux en laboratoire.....	5
3. RÉSULTATS DE L'ÉTUDE	6
3.1. Nature et caractéristiques des sols et du roc.....	6
3.1.1 Viaduc nord.....	6
3.1.2 Ancrages du pont.....	7
3.1.3 Pylônes du pont.....	8
3.1.4 Viaduc du ruisseau Ste-Catherine	9
3.1.5 Zone de tourbière du tracé S1	9
4. COMMENTAIRES ET RECOMMANDATIONS	12
4.1. Travaux projetés.....	12
4.2. Fondations du viaduc nord	12
4.3. Ancrage du pont.....	13
4.4. Fondations du pont.....	15
4.5. Viaduc du ruisseau Ste-Catherine	16
4.6. Zone de tourbière du tracé S1	16
5. VALIDITÉ DES RECOMMANDATIONS.....	18

LISTE DES ANNEXES

	<u>Nombre de pages</u>
ANNEXE 1 - Portée de l'étude	2
ANNEXE 2 - Rapports de forage, descriptions structurales, photos	45
ANNEXE 3 - Essais en laboratoire	2
ANNEXE 4 - Ancrage dans le roc	7
ANNEXE 5 - Dessins - Localisation des forages	3

1. **INTRODUCTION**

Les services professionnels de B-Sol Itée ont été retenus par le Consortium SNC-Lavalin/Genivar afin d'effectuer une étude géotechnique sur le site envisagé pour la construction d'un pont enjambant la rivière Saguenay entre Tadoussac et Baie-Ste-Catherine. Cette étude a été menée selon les termes présentés dans notre proposition du 5 février 2003 et de la modification du 11 mai 2004.

Cette étude a été effectuée dans le but de déterminer la nature et les propriétés géotechniques des sols et du roc, en vue de guider l'ingénieur concepteur du projet dans l'élaboration du type et du dimensionnement des fondations et des ancrages du pont ainsi que des fondations de 2 viaducs.

Ce rapport contient une description de la méthodologie utilisée lors de la reconnaissance, les résultats de l'étude et des essais en laboratoire effectués sur les sols et le roc. Ce rapport renferme également nos commentaires et recommandations d'ordre géotechnique, relatifs aux travaux projetés.

Ce rapport a été préparé spécifiquement et seulement pour le Consortium SNC-Lavalin/Genivar, pour les fins du projet mentionné plus haut. Toute modification au projet devra être soumise à B-Sol Itée afin de permettre de réexaminer la portée et la pertinence de la reconnaissance géotechnique ainsi que des recommandations. La portée de l'étude est présentée à l'annexe 1.

2. **MÉTHODOLOGIE DE LA RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE**

2.1. **Forages**

Les travaux sur le terrain se sont déroulés du 9 septembre au 7 octobre 2004. Ceux-ci ont consisté en l'exécution de 7 forages, identifiés F-1 à F-7. Les forages F-1 et F-2 ont été effectués à l'emplacement du viaduc nord, les forages F-3 et F-6 à l'emplacement des ancrages du pont, les forages F-4 et F-5 à l'emplacement des pylônes du pont et le forage F-7 à l'emplacement du viaduc du ruisseau Ste-Catherine. Ces forages ont été effectués sous la surveillance constante d'un technicien expérimenté en géotechnique. Les rapports de forage sont présentés à l'annexe 2.

Les forages ont été exécutés à l'aide d'une foreuse hydraulique utilisant des tubages de calibre « NW ». Les tubages ont été enfoncés dans le sol par rotation. Entre les descentes des sections de tubage, des échantillons de sol ont été prélevés au moyen d'un carottier fendu normalisé de 51 mm de diamètre, conformément à la norme NQ 2501-140 décrivant l'essai de pénétration standard (SPT). Cette procédure permet d'obtenir l'indice de pénétration « N » qui indique l'état de compacité des sols pulvérulents. Le roc a été échantillonné à l'aide d'un carottier diamanté de calibre « NQ ». Les forages ont pris fin à des profondeurs variant entre 6,06 et 40,08 m. Un tube d'observation perforé à son extrémité inférieure a été installé dans le trou du forage F-2 avant le retrait des tubages, afin de permettre de mesurer ultérieurement le niveau de l'eau souterraine.

La foreuse a été déplacée sur les sites de forage au moyen d'un hélicoptère.

2.2. **Tarière manuelle**

Des sondages à la tarière manuelle ont été effectués le long du tracé sud entre les points kilométriques 46+000 et 46+940. Ces sondages avaient pour but de déterminer l'épaisseur de la couche de tourbe dans un secteur au sud du viaduc du ruisseau Ste-Catherine. Un total de 40 sondages ont été effectués entre le 28 juillet et le 9 août 2004.

2.3. Localisation

Les forages ont été effectués aux emplacements choisis par le Consortium SNC-Lavalin/Genivar selon l'implantation proposée des fondations et des ancrages du pont ainsi qu'aux emplacements de 2 piliers du viaduc nord et à un des pilier du viaduc du ruisseau Ste-Catherine. Les coordonnées de chaque emplacement nous ont été transmises par le Consortium et l'implantation sur le site a été effectuée en utilisant un appareil GPS portatif de marque Garmin 12 dont la précision peut être de l'ordre de 10 m selon la qualité des signaux satellites captés.

Les coordonnées des forages apparaissent sur les rapports de forage à l'annexe 2 et sont données au tableau 1.

TABLEAU 1
Emplacement des forages

Forage no	Coordonnée S. Co. P. Q. Nad 83	
	Est (m)	Nord (m)
F-1	362 164	5 334 989
F-2	362 053	5 334 647
F-3	362 002	5 334 049
F-4	361 994	5 333 680
F-5	361 928	5 332 331
F-6	361 910	5 331 962
F-7	361 885	5 329 532

Dans le cas des sondages à la tarière manuelle, les coordonnées ont été tirées du plan du tracé S1, version du 28 octobre 2004 qui nous a été fourni par le Consortium. Sur le terrain, l'équipe de sondage a utilisé le GPS portatif Garmin 12 pour déterminer l'emplacement des sondages.

2.4. Travaux en laboratoire

Tous les échantillons recueillis dans les forages ont été transportés au laboratoire, où ils ont fait l'objet d'un examen visuel et d'une description détaillée. Les carottes de roc ont été examinées par un ingénieur-géologue qui a effectué une description structurale. Ces dernières sont présentées à la suite des rapports de forages à l'annexe 2.

Les essais en laboratoire effectués sur des échantillons de sol et de roc sont donnés au tableau 2.

TABLEAU 2
Essais en laboratoire

Essai	Nombre
Analyse granulométrique par tamisage et lavage au tamis 0,080 mm	6
Résistance en compression simple sur carotte de roc	8

Les descriptions du sol et du roc sont groupées en unités stratigraphiques sur les rapports de forage se trouvant à l'annexe 2. Les résultats des essais en laboratoire apparaissent sur les rapports de forage et à l'annexe 3.

Les échantillons n'ayant pas servi aux essais, seront conservés pour une durée de 6 mois suivant la date de la fin des travaux de chantier. Après cette période, ils seront éliminés à moins d'avis contraire de la part du Consortium SNC-Lavalin/Genivar

3. **RÉSULTATS DE L'ÉTUDE**

3.1. **Nature et caractéristiques des sols et du roc**

Les rapports détaillés des forages F-1 à F-7 qui ont été effectués dans le cadre de la présente étude, sont présentés à l'annexe 2. Une description structurale du rocher accompagne chacun des forages ayant atteint le roc de même que des photographies des carottes de roc.

Les sections qui suivent résument les conditions rencontrées pour les différentes structures.

3.1.1 Viaduc nord

Les forages F-1 et F-2 ont été effectués à l'emplacement de 2 appuis.

Au forage F-1, le roc est rencontré à une profondeur de 0,10 m. Le roc est constitué d'un gneiss granitique. Les joints sont très rapprochés jusqu'à 3,20 m de profondeur. Par la suite, ils sont très rapprochés à rapprochés et l'indice de la qualité de la roche (RDQ) varie de très mauvais à bon.

Au forage F-2, le roc a été atteint à une profondeur de 5,08 m sous des couches de sable, sable et gravier, et sable et silt. Les résultats de 2 analyses granulométriques sont présentés à l'annexe 3. La compacité des sols varie de lâche à moyenne selon les valeurs de l'indice « N » de l'essai de pénétration standard.

Le roc au forage F-2 est constitué d'un gneiss granitique. Il a été carotté sur une profondeur de 3,71 m et les joints sont très rapprochés à rapprochés. L'indice de qualité de la roche varie de très mauvais à bon.

3.1.2 Ancrages du pont

Les forages F-3 et F-6 ont été effectués aux emplacements des ancrages nord et sud respectivement. Les forages ont une inclinaison de 65° par rapport à l'horizontale. Dans les 2 cas, le roc a été rencontré sous une mince couche de sol organique (50 à 80 mm d'épaisseur).

À l'emplacement de l'ancrage nord (forage F-3), les joints sont plus nombreux dans la partie supérieure du roc soit dans les premiers 10 m environ. Par la suite, le roc est très peu fracturé sauf entre les profondeurs de 23,40 et 23,87 m où plusieurs joints très rapprochés ont été notés.

Au forage F-6 (ancrage sud), le roc est constitué d'un gneiss granitique de qualité bonne à excellente et les joints sont en général espacés à très espacés jusqu'à la profondeur d'arrêt du forage soit 40,08 m.

Des essais de résistance à la compression ont été effectués sur des échantillons de roc provenant des forages F-3 et F-6. Les résultats obtenus sont indiqués sur les rapports de forage à l'annexe 2 et au tableau 3.

TABLEAU 3

Ancrages : résistance à la compression du roc

Forage no	Échantillon no	Prof (m)	Niveau (m)	Résistance à la compression (MPa)
F-3	CR-18	22,55	74,5	155
	CR-21	27,17	69,8	115
F-6	CR-32	33,47	103,0	225
	CR-35	37,88	98,6	190

3.1.3 Pylônes du pont

Les forages verticaux F-4 et F-5 sont situés respectivement à l'emplacement prévu du pylône nord et du pylône sud. Les 2 forages ont atteint une profondeur de 30 m.

En rive nord (F-4), le roc est constitué d'un gneiss granitique de qualité bonne à excellente. L'espacement des joints varie en général de rapproché à espacé.

En rive sud (F-5), le roc est également constitué d'un gneiss granitique. L'indice de qualité de la roche est très mauvais au sommet et il varie de moyen à excellent par la suite. Les joints sont très rapprochés dans le premier mètre en surface et ils sont ensuite moyennement espacés jusqu'à la profondeur de 20,50 m. Sous cette profondeur, ils sont moyennement espacés jusqu'à 27,90 m de profondeur. Dans la dernière portion du forage soit entre les profondeurs de 27,90 m et 30,28 m, les joints sont très rapprochés à moyennement espacés.

Les résultats de 4 essais de résistance à la compression sont indiqués sur les rapports de forage F-4 et F-5 à l'annexe 2 ainsi qu'au tableau 4 ci-après :

TABLEAU 4

Pylônes : résistance à la compression du roc

Forage no	Échantillon no	Prof (m)	Niveau (m)	Résistance à la compression (MPa)
F-4	CR-18	25,75	-11,7	185
	CR-20	28,86	-14,9	115
F-5	CR-18	25,62	0,4	180
	CR-20	28,33	-2,3	190

3.1.4 Viaduc du ruisseau Ste-Catherine

Le forage F-7 a rencontré différentes couches de sols granulaires. Des analyses granulométriques ont été effectuées sur 4 échantillons. Les résultats sont présentés à l'annexe 3.

Les sols rencontrés varient d'un silt sableux à un sable avec des traces de gravier et des traces de silt. La compacité des sols augmente avec la profondeur et elle devient très dense à partir d'une profondeur de 13,41 m.

Le forage a été arrêté après avoir pénétré la couche très dense sur une profondeur de 8,54 m.

3.1.5 Zone de tourbière du tracé S1

Le tableau 5 donne l'épaisseur de la couche de sol organique ou de tourbe à l'emplacement des 40 sondages à la tarière manuelle effectués entre les points kilométriques (P.K.) 46+940 et 46+000.

TABLEAU 5
Zone de tourbière du tracé S1

Sondage no	P.K.	Épaisseur de tourbe ou sol organique (m)	Teneur en eau (%)
TA-1	46+940	0.07	
TA-2	46+920	0.05	
TA-3	46+900	0.05	
TA-4	46+880	0.05	
TA-5	46+860	0.14	
TA-6	46+840	0.20	
TA-7	46+800	0.05	
TA-8	46+760	0.05	
TA-9	46+720	0.05	
TA-10	46+680	0.05	
TA-11	46+640	1.62	55
TA-12	46+620	0.07	
TA-13	46+580	0.55	228
TA-14	46+560	0.05	
TA-15	46+520	0.35	
TA-16	46+500	0.05	
TA-17	46+460	0.60	437
TA-18	46+440	0.10	28
TA-19	46+420	1.90	652
TA-20	46+400	1.40	1368
TA-21	46+380	1.10	
TA-22	46+360	1.50	750
TA-23	46+340	2.00	
TA-24	46+320	2.00	289
TA-25	46+300	2.00	
TA-26	46+280	0.70	792
TA-27	46+260	1.40	
TA-28	46+240	1.30	349
TA-29	46+220	0.80	
TA-30	46+200	0.75	179
TA-31	46+180	0.40	52
TA-32	46+160	0.20	
TA-33	46+140	0.44	
TA-34	46+120	0.50	
TA-35	46+100	0.30	
TA-36	46+080	0.00	
TA-37	46+060	0.00	
TA-38	46+040	0.00	
TA-39	46+020	0.00	
TA-40	46+000	0.00	

La principale zone de tourbe se situe entre les P.K. 46+460 et 46+180. Dans ce secteur, l'épaisseur maximale de tourbe est de 2,0 m.

La teneur en eau de la tourbe a été mesurée sur 12 échantillons et les valeurs varient de 28% à 1368%. La teneur en eau de la tourbe sera utilisée pour estimer la compressibilité de la couche de tourbe sous le poids du remblai de la route. Cet aspect sera traité à la section 4.

4. **COMMENTAIRES ET RECOMMANDATIONS**

4.1. **Travaux projetés**

La présente étude a été effectuée dans le cadre de l'étude d'impact pour la construction d'un pont au-dessus de la rivière Saguenay entre Baie-Ste-Catherine et Tadoussac. Le projet comprend un nouveau tracé d'environ 8 km pour la route 138, à l'ouest de la route existante. Un viaduc est prévu dans le tronçon nord, à l'ouest du Lac de l'Anse à l'eau, et un autre est prévu dans le tronçon sud à la traverse du ruisseau Ste-Catherine.

Le pont suspendu sera supporté par un système de câbles ancrés au roc et sa portée sera de 1,35 km.

4.2. **Fondations du viaduc nord**

Le viaduc nord comprendra 16 appuis. Les 2 forages effectués (F-1 et F-2) ont été implantés aux appuis supportant les charges les plus élevées.

Les fondations devront reposer sur le roc au moyen de semelles. Dans le cas du forage F-1, le roc a été rencontré en surface tandis que dans le cas du forage F-2, il a été rencontré à une profondeur de 5,18 m.

4.2.1 **Capacité portante aux états limites ultimes (ELUL)**

La valeur de la capacité portante aux états limites ultimes (ELUL) sur le roc in situ est de 3 MPa. Cette valeur a été obtenue à partir du tableau 22.2 (page 362) de la référence de Peck 1974¹. Dans le cas présent le RQD minimal est 0, il s'ensuit que la valeur de la capacité portante admissible suggérée par cette référence est 1 MPa. Cette dernière valeur est par la suite multipliée par un facteur de 3 afin de représenter la capacité portante aux états limites ultimes (ELUL).

¹ Peck, R.B., W.E. Hanson & T.H. Thornburn. *Foundation Engineering*, 2nd Edition, John Wiley, N.Y., 1974.

Un coefficient de tenue de 0,5 doit être appliqué à la valeur de la capacité aux états limites ultimes (ELUL) pour obtenir la résistance géotechnique pondérée.

4.2.2 Capacité portante aux états limites d'utilisation (ELUT)

En fonction de la même référence citée en 4.2.1, la valeur de la capacité portante aux états limites d'utilisation (ELUT) recommandée pour la conception des fondations placées sur le roc est de 1 MPa. Comme l'indique la référence, cette valeur assure que le tassement sera inférieur à 12 mm sous une telle pression. Il convient de mentionner que ce tassement se produira au moment de la construction.

Au moment de l'étude finale, des forages devront être effectués à chaque appui et le choix du type de fondation le mieux adapté aux conditions du site sera effectué.

4.3. Ancrage du pont

Le système de câbles sera retenu par des ancrages constitués de tiges d'acier de 120 mm de diamètre placées dans un trou foré de 140 mm de diamètre et rempli de coulis. La longueur d'ancrage est de 30 m.

Aux 2 emplacements de forage, le roc a été rencontré directement sous la mince couche de sol organique de surface. Le roc est constitué d'un gneiss granitique de qualité généralement bonne à excellente.

Pour déterminer le dimensionnement et le choix des ancrages scellés et injectés dans le roc, les 4 modes de rupture suivants doivent être considérés :

- rupture de la tige d'acier
- rupture de l'adhérence tige d'acier - coulis
- rupture de l'adhérence roc - coulis
- rupture de la masse rocheuse

La méthode de dimensionnement des ancrages dans le roc est présentée à l'annexe 4. Les paramètres géotechniques à utiliser dans cette méthode sont indiqués dans le tableau 6 suivant :

TABLEAU 6
Paramètre géotechniques
pour le calcul des ancrages

MODE DE RUPTURE	PARAMÈTRES		
	SYMBOLE	DESCRIPTION	VALEUR
Rupture tige d'acier	σ_y	Contrainte admissible en tension de l'acier	Voir fabricant
Rupture tige d'acier-coulis	f'_c	Résistance à la compression simple du coulis	≥ 30 MPa (valeur spécifiée)
Rupture roc-coulis	f'_c	Résistance à la compression simple du coulis	≥ 30 MPa (valeur spécifiée)
	q_u	Résistance à la compression simple du roc	Ancrage nord : 115 MPa Ancrage sud : 190 MPa
	L_{S2}	Longueur minimale de scellement	3 m
Longueur minimale de scellement compte tenu de la qualité du roc		30 fois le diamètre du trou (m)	
Rupture de la masse rocheuse	β	Demi-angle au sommet du cône de roc selon la qualité du roc	45 °
	γ	Poids volumique total du roc	26,0 kN/m ³
	γ'	Poids volumique déjaugé du roc	16,2 kN/m ³
	-	Profondeur de l'eau souterraine par rapport à la surface du terrain	0 m

Au moins 2 ancrages devront être vérifiés à 167 % de la charge de service, par des essais de mise en charge, en considérant un coefficient de tenue de 0,6. La procédure à utiliser est celle préconisée à l'article 27.1.3.7. du *Manuel canadien d'ingénierie des fondations* (seconde édition, 1994).

4.4. **Fondations du pont**

Selon les informations reçues, les fondations du pont seront placées à une profondeur de 25 m sous la surface du roc. À cette profondeur, le roc est de qualité bonne à excellente au forage F-4 et de qualité moyenne à excellente au forage F-5.

4.4.1 **Capacité portante aux états limites ultimes (ELUL)**

La valeur de la capacité portante aux états limites ultimes (ELUL) sur le roc à la profondeur de 25 m, a été obtenue à partir du tableau 22.2 de la référence citée en 4.2.1. Dans le cas présent le RQD minimal est de 72 % en rive nord (F-4) et de 62 % en rive sud (F-5). Il s'ensuit que la valeur de la capacité portante admissible suggérée par cette référence est 11 MPa en rive nord et de 8 MPa en rive sud. Ces valeurs sont par la suite multipliées par un facteur de 3 afin de représenter la capacité portante aux états limites ultimes (ELUL). On obtient ainsi des valeurs respectives de 33 MPa et de 24 MPa pour les pylônes nord et sud.

Un coefficient de tenue de 0,5 doit être appliqué à la valeur de la capacité aux états limites ultimes (ELUL) pour obtenir la résistance géotechnique pondérée.

4.2.2 **Capacité portante aux états limites d'utilisation (ELUT)**

En fonction de la même référence citée en 4.2.1, la valeur de la capacité portante aux états limites d'utilisation (ELUT) recommandée pour la conception des fondations placées à une profondeur de 25 m dans le roc est de 11 MPa en rive nord (F-4) et de 8 MPa en rive sud (F-5). Comme l'indique la référence, cette valeur assure que le tassement sera inférieur à 12 mm sous une telle pression. Il convient de mentionner que ce tassement se produira au moment de la construction.

Des forages profonds atteignant une profondeur sous la fondation au moins égale à sa largeur devront être effectués lors de l'étude finale. De plus, le profil du

roc sous le niveau de la rivière devra être établi afin d'évaluer la stabilité d'ensemble du massif rocheux.

4.5. **Viaduc du ruisseau Ste-Catherine**

Selon les informations obtenues du forage F-7, les fondations du viaduc pourront être supportées sur des pieux foncés par battage jusqu'au refus dans la couche de sable, un peu de silt, de compacité très dense rencontrée à partir de la profondeur de 6,59 m.

Des pieux tubulaires en acier foncés à bout fermé pourraient être utilisés. La capacité portante d'environ 10% des pieux avec un minimum de 3 pieux par culée devra être vérifiée à l'aide de l'analyseur de battage de pieux.

Des forages seront requis à chaque pilier afin de choisir le type de pieux à utiliser et établir un programme de contrôle et de surveillance de la mise en place des pieux.

4.6. **Zone de tourbière du tracé S1**

Une zone de tourbière a été identifiée le long du tracé sud (S1) approximativement entre le P.K. 46+460 et 46+180.

La compressibilité de la couche de tourbe peut être estimée en fonction de sa teneur en eau et de la pression qui sera exercée par le remblai de la route. Pour la section où l'épaisseur de la tourbe est la plus grande, le tableau 7 présente la compressibilité de la tourbe et le tassement anticipé.

TABLEAU 7**Compressibilité et tassement de la tourbe**

Sondage no	P.K.	Épaisseur de tourbe ou sol organique (m)	Teneur en eau (%)	Hauteur de remblai (m)	Compressibilité de la tourbe (%)	Tassement anticipé (m)
TA-17	46+460	0,60	437	4	25	0,15
TA-19	46+420	1,90	652	3,5	40	0,75
TA-20	46+400	1,40	1368	3	60	0,85
TA-22	46+360	1,50	750	3	40	0,6
TA-26	46+280	0,70	792	2,8	40	0,3
TA-28	46+240	1,30	349	2,8	20	0,25
TA-30	46+200	0,75	179	2,5	10	0,1
TA-31	46+180	0,40	52	2,5	5	0

À la lecture du tableau 7, on constate que la compressibilité maximum est de l'ordre de 60% mais qu'en général elle se situe à 40% et moins. Les tassements anticipés pour les hauteurs de remblai prévues sont de l'ordre de 0,10 m à 0,30 m aux extrémités de la zone et de l'ordre de 0,60 m à 0,80 m dans la partie centrale.

5. **VALIDITÉ DES RECOMMANDATIONS**

Une reconnaissance du sol se fait de façon ponctuelle. Pour cette étude d'impact, 7 forages ont été effectués. Des recommandations d'ordre général ont été émises dans ce rapport sur la base de ces forages.

Une étude beaucoup plus exhaustive devra être effectuée lors de la prochaine étape du projet.

Nous espérons le tout à votre entière satisfaction et nous demeurons à votre service pour toute information additionnelle qui pourrait être requise.



Jean Authier, ing., M.Sc.A.
Ingénieur en géotechnique

Patrick Ferrero, ing.

PORTÉE DE L'ÉTUDE

1. UTILISATION DU RAPPORT

A. Modifications au projet : les données factuelles, les interprétations et les recommandations contenues dans ce rapport ont trait au projet spécifique tel que décrit dans le rapport et ne s'appliquent à aucun autre projet ni autre site. Si le projet est modifié du point de vue conception, dimensionnement, emplacement ou niveau, Qualitas Géoconseil inc. devra être consulté de façon à confirmer que les recommandations déjà données demeurent valides et applicables.

B. Nombre de sondages : les recommandations données dans ce rapport n'ont pour but que de servir de guide à l'ingénieur en conception. Le nombre de sondages pour déterminer toutes les conditions souterraines qui peuvent affecter les travaux de construction (coûts, techniques, matériel, échancier), devrait normalement être plus élevé que celui pour les besoins du dimensionnement. Le nombre de points d'échantillonnage et d'analyses chimiques ainsi que la fréquence d'échantillonnage et le choix des paramètres peuvent influencer la nature et l'envergure des actions correctives ainsi que les techniques et les coûts de traitement.

C. Interprétation des données, commentaires et recommandations : à moins d'avis contraire, l'interprétation des données et des résultats, les commentaires et les recommandations contenus dans ce rapport sont fondés, au mieux de notre connaissance, sur les politiques, les critères et les règlements environnementaux en vigueur à l'emplacement du projet et à la date de production du rapport. Si ces politiques, critères et règlements font l'objet de modifications après la soumission du rapport, Qualitas Géoconseil inc. devra être consulté pour réviser les recommandations à la lumière de ces changements. Lorsqu'aucune politique, critère ou réglementation n'est disponible pour permettre l'interprétation des données et des résultats analytiques, les commentaires ou recommandations exprimés par Qualitas Géoconseil inc. sont basés sur la meilleure connaissance possible des règles acceptées dans la pratique professionnelle.

Les analyses, commentaires et recommandations contenus dans ce rapport sont fondés sur les données et observations recueillies sur le site, lesquelles proviennent de travaux d'échantillonnage effectués sur le site. Il est entendu que seules les données directement recueillies à l'endroit des sondages, des sites d'échantillonnage et à la date de l'échantillonnage sont exactes et que toute interpolation ou extrapolation de ces résultats à l'ensemble ou à une partie du site comporte des risques d'erreurs qui peuvent elles-mêmes influencer la nature et l'ampleur des actions requises sur le site.

2. RAPPORTS DE SONDRAGE ET INTERPRÉTATION DES CONDITIONS SOUTERRAINES

A. Description des sols et du roc : les descriptions des sols et du roc données dans ce rapport proviennent de méthodes de classification et d'identification communément acceptées et utilisées dans la pratique de la géotechnique. La classification et l'identification du sol et du roc font appel à un jugement. Qualitas Géoconseil inc. ne garantit pas que les descriptions seront identiques en tout point à celles faites par un autre géotechnicien possédant les mêmes connaissances des règles de l'art en géotechnique, mais assure une exactitude seulement à ce qui est communément utilisé dans la pratique géotechnique.

B. Conditions des sols et du roc à l'emplacement des sondages : les rapports de sondage ne fournissent que des conditions du sous-sol à l'emplacement des sondages seulement. Les limites entre les différentes couches sur les rapports de sondage sont souvent approximatives, correspondant plutôt à des zones de transition, et ont donc fait l'objet d'une interprétation. La précision avec laquelle les conditions souterraines sont indiquées, dépend de la méthode de sondage, de la fréquence et de la méthode d'échantillonnage ainsi que de l'uniformité du terrain rencontré. L'espacement entre les sondages, la fréquence d'échantillonnage et le type de sondage sont également le reflet de considérations budgétaires et de délais d'exécution qui sont hors du contrôle de Qualitas Géoconseil inc.

C. Conditions des sols et du roc entre les sondages : les formations de sol et de roc sont variables sur une plus ou moins grande étendue. Les conditions souterraines entre les sondages sont interpolées et peuvent varier de façon significative des conditions rencontrées à l'endroit des sondages. Qualitas Géoconseil inc. ne peut en effet garantir les résultats qu'à l'endroit des sondages effectués. Toute interprétation des conditions présentées entre les sondages comporte des risques. Ces interprétations peuvent conduire à la découverte de conditions différentes de celles qui étaient prévues. Qualitas Géoconseil inc. ne peut être tenu responsable de la découverte de conditions de sol et de roc différentes de celles décrites ailleurs qu'à l'endroit des sondages effectués.

D. Niveaux de l'eau souterraine : les niveaux de l'eau souterraine donnés dans ce rapport correspondent seulement à ceux observés à l'endroit et à la date indiqués dans le rapport. Ces conditions peuvent varier de façon saisonnière ou suite à des travaux de construction sur le site ou sur des sites adjacents. Ces variations sont hors du contrôle de Qualitas Géoconseil inc.

PORTÉE DE L'ÉTUDE

(suite)

3. NIVEAUX DE CONTAMINATION

- A. Les niveaux de contamination décrits dans ce rapport correspondent à ceux détectés à l'endroit et à la date indiqués dans le rapport. Ces niveaux peuvent varier selon les saisons ou par suite d'activités sur le site à l'étude ou sur des sites adjacents. Ces variations sont hors de notre contrôle.
- B. Les niveaux de contamination sont déterminés à partir des résultats des analyses chimiques effectuées sur un nombre limité d'échantillons de sol, d'eau de surface ou d'eau souterraine. La nature et le degré de contamination entre les points d'échantillonnage peuvent varier de façon importante de ceux à ces points.
- C. La composition chimique des eaux souterraines à chaque point échantillonnage est susceptible de changer en raison de l'écoulement souterrain, des conditions de recharge par la surface, de la sollicitation de la formation investiguée (i.e. puits de pompage ou d'injection à proximité du site) ainsi que de la variabilité saisonnière naturelle. La précision des niveaux de contamination de l'eau souterraine dépend de la fréquence et du nombre d'analyses effectuées.
- D. La liste des paramètres analysés est basée sur notre meilleure connaissance de l'historique du site et des contaminants susceptibles d'être trouvés sur le site et est également le reflet de considérations budgétaires et de délais d'exécution. Le fait qu'un paramètre n'ait pas été analysé n'exclut pas qu'il soit présent à une concentration supérieure au bruit de fond ou à la limite de détection de ce paramètre.

4. SUIVI DE L'ÉTUDE ET DES TRAVAUX

A. Vérification en phase finale : tous les détails de conception et de construction ne sont pas connus au moment de l'émission du rapport. Il est donc recommandé que les services de Qualitas Géoconseil inc. soient retenus pour apporter toute la lumière sur les conséquences que pourraient avoir les travaux de construction sur l'ouvrage final.

B. Inspection durant l'exécution : il est recommandé que les services de Qualitas Géoconseil inc. soient retenus pendant la construction, pour vérifier et confirmer d'une part que les conditions souterraines sur toute l'étendue du site ne diffèrent pas de celles données dans le rapport et d'autre part, que les travaux de construction n'aient pas un effet défavorable sur les conditions du site.

- 5. CHANGEMENT DES CONDITIONS** : les conditions de sol décrites dans ce rapport sont celles observées au moment de l'étude. À moins d'indication contraire, ces conditions forment la base des recommandations du rapport. Les conditions de sol peuvent être modifiées de façon significative par les travaux de construction (trafic, excavation, etc.) sur le site ou sur les sites adjacents. Une excavation peut exposer les sols à des changements dus à l'humidité, au séchage ou au gel. Sauf indication contraire, le sol doit être protégé de ces changements ou remaniements pendant la construction.

Lorsque les conditions rencontrées sur le site diffèrent de façon significative de celles prévues dans ce rapport, dues à la nature hétérogène du sous-sol ou encore à des travaux de construction, il est du ressort du client et de l'utilisateur de ce rapport de prévenir Qualitas Géoconseil inc. des changements et de fournir à Qualitas Géoconseil inc. l'opportunité de réviser les recommandations de ce rapport. Reconnaître un changement des conditions de sol demande une certaine expérience. Il est donc recommandé qu'un ingénieur géotechnicien expérimenté soit dépêché sur le site afin de vérifier si les conditions ont changé de façon significative.

- 6. DRAINAGE** : le drainage de l'eau souterraine est souvent requis aussi bien pour des installations temporaires que permanentes du projet. Une conception ou exécution impropre du drainage peut avoir de sérieuses conséquences. Qualitas Géoconseil inc. ne peut en aucun cas prendre la responsabilité des effets du drainage à moins que Qualitas Géoconseil inc. ne soit spécifiquement impliqué dans la conception détaillée et le suivi des travaux de construction du système de drainage.

ANNEXE 1

PORTÉE DE L'ÉTUDE

PORTÉE DE L'ÉTUDE

1. UTILISATION DU RAPPORT

A. Modifications au projet : les données factuelles, les interprétations et les recommandations contenues dans ce rapport ont trait au projet spécifique tel que décrit dans le rapport et ne s'appliquent à aucun autre projet ni autre site. Si le projet est modifié du point de vue conception, dimensionnement, emplacement ou niveau, Qualitas Géoconseil inc. devra être consulté de façon à confirmer que les recommandations déjà données demeurent valides et applicables.

B. Nombre de sondages : les recommandations données dans ce rapport n'ont pour but que de servir de guide à l'ingénieur en conception. Le nombre de sondages pour déterminer toutes les conditions souterraines qui peuvent affecter les travaux de construction (coûts, techniques, matériel, échancier), devrait normalement être plus élevé que celui pour les besoins du dimensionnement. Le nombre de points d'échantillonnage et d'analyses chimiques ainsi que la fréquence d'échantillonnage et le choix des paramètres peuvent influencer la nature et l'envergure des actions correctives ainsi que les techniques et les coûts de traitement.

C. Interprétation des données, commentaires et recommandations : à moins d'avis contraire, l'interprétation des données et des résultats, les commentaires et les recommandations contenus dans ce rapport sont fondés, au mieux de notre connaissance, sur les politiques, les critères et les règlements environnementaux en vigueur à l'emplacement du projet et à la date de production du rapport. Si ces politiques, critères et règlements font l'objet de modifications après la soumission du rapport, Qualitas Géoconseil inc. devra être consulté pour réviser les recommandations à la lumière de ces changements. Lorsqu'aucune politique, critère ou réglementation n'est disponible pour permettre l'interprétation des données et des résultats analytiques, les commentaires ou recommandations exprimés par Qualitas Géoconseil inc. sont basés sur la meilleure connaissance possible des règles acceptées dans la pratique professionnelle.

Les analyses, commentaires et recommandations contenus dans ce rapport sont fondés sur les données et observations recueillies sur le site, lesquelles proviennent de travaux d'échantillonnage effectués sur le site. Il est entendu que seules les données directement recueillies à l'endroit des sondages, des sites d'échantillonnage et à la date de l'échantillonnage sont exactes et que toute interpolation ou extrapolation de ces résultats à l'ensemble ou à une partie du site comporte des risques d'erreurs qui peuvent elles-mêmes influencer la nature et l'ampleur des actions requises sur le site.

2. RAPPORTS DE SONDAGE ET INTERPRÉTATION DES CONDITIONS SOUTERRAINES

A. Description des sols et du roc : les descriptions des sols et du roc données dans ce rapport proviennent de méthodes de classification et d'identification communément acceptées et utilisées dans la pratique de la géotechnique. La classification et l'identification du sol et du roc font appel à un jugement. Qualitas Géoconseil inc. ne garantit pas que les descriptions seront identiques en tout point à celles faites par un autre géotechnicien possédant les mêmes connaissances des règles de l'art en géotechnique, mais assure une exactitude seulement à ce qui est communément utilisé dans la pratique géotechnique.

B. Conditions des sols et du roc à l'emplacement des sondages : les rapports de sondage ne fournissent que des conditions du sous-sol à l'emplacement des sondages seulement. Les limites entre les différentes couches sur les rapports de sondage sont souvent approximatives, correspondant plutôt à des zones de transition, et ont donc fait l'objet d'une interprétation. La précision avec laquelle les conditions souterraines sont indiquées, dépend de la méthode de sondage, de la fréquence et de la méthode d'échantillonnage ainsi que de l'uniformité du terrain rencontré. L'espacement entre les sondages, la fréquence d'échantillonnage et le type de sondage sont également le reflet de considérations budgétaires et de délais d'exécution qui sont hors du contrôle de Qualitas Géoconseil inc.

C. Conditions des sols et du roc entre les sondages : les formations de sol et de roc sont variables sur une plus ou moins grande étendue. Les conditions souterraines entre les sondages sont interpolées et peuvent varier de façon significative des conditions rencontrées à l'endroit des sondages. Qualitas Géoconseil inc. ne peut en effet garantir les résultats qu'à l'endroit des sondages effectués. Toute interprétation des conditions présentées entre les sondages comporte des risques. Ces interprétations peuvent conduire à la découverte de conditions différentes de celles qui étaient prévues. Qualitas Géoconseil inc. ne peut être tenu responsable de la découverte de conditions de sol et de roc différentes de celles décrites ailleurs qu'à l'endroit des sondages effectués.

D. Niveaux de l'eau souterraine : les niveaux de l'eau souterraine donnés dans ce rapport correspondent seulement à ceux observés à l'endroit et à la date indiqués dans le rapport. Ces conditions peuvent varier de façon saisonnière ou suite à des travaux de construction sur le site ou sur des sites adjacents. Ces variations sont hors du contrôle de Qualitas Géoconseil inc.

PORTÉE DE L'ÉTUDE

(suite)

3. NIVEAUX DE CONTAMINATION

- A. Les niveaux de contamination décrits dans ce rapport correspondent à ceux détectés à l'endroit et à la date indiqués dans le rapport. Ces niveaux peuvent varier selon les saisons ou par suite d'activités sur le site à l'étude ou sur des sites adjacents. Ces variations sont hors de notre contrôle.
- B. Les niveaux de contamination sont déterminés à partir des résultats des analyses chimiques effectuées sur un nombre limité d'échantillons de sol, d'eau de surface ou d'eau souterraine. La nature et le degré de contamination entre les points d'échantillonnage peuvent varier de façon importante de ceux à ces points.
- C. La composition chimique des eaux souterraines à chaque point échantillonnage est susceptible de changer en raison de l'écoulement souterrain, des conditions de recharge par la surface, de la sollicitation de la formation investiguée (i.e. puits de pompage ou d'injection à proximité du site) ainsi que de la variabilité saisonnière naturelle. La précision des niveaux de contamination de l'eau souterraine dépend de la fréquence et du nombre d'analyses effectuées.
- D. La liste des paramètres analysés est basée sur notre meilleure connaissance de l'historique du site et des contaminants susceptibles d'être trouvés sur le site et est également le reflet de considérations budgétaires et de délais d'exécution. Le fait qu'un paramètre n'ait pas été analysé n'exclut pas qu'il soit présent à une concentration supérieure au bruit de fond ou à la limite de détection de ce paramètre.

4. SUIVI DE L'ÉTUDE ET DES TRAVAUX

A. Vérification en phase finale : tous les détails de conception et de construction ne sont pas connus au moment de l'émission du rapport. Il est donc recommandé que les services de Qualitas Géoconseil inc. soient retenus pour apporter toute la lumière sur les conséquences que pourraient avoir les travaux de construction sur l'ouvrage final.

B. Inspection durant l'exécution : il est recommandé que les services de Qualitas Géoconseil inc. soient retenus pendant la construction, pour vérifier et confirmer d'une part que les conditions souterraines sur toute l'étendue du site ne diffèrent pas de celles données dans le rapport et d'autre part, que les travaux de construction n'auront pas un effet défavorable sur les conditions du site.

- 5. CHANGEMENT DES CONDITIONS** : les conditions de sol décrites dans ce rapport sont celles observées au moment de l'étude. À moins d'indication contraire, ces conditions forment la base des recommandations du rapport. Les conditions de sol peuvent être modifiées de façon significative par les travaux de construction (trafic, excavation, etc.) sur le site ou sur les sites adjacents. Une excavation peut exposer les sols à des changements dus à l'humidité, au séchage ou au gel. Sauf indication contraire, le sol doit être protégé de ces changements ou remaniements pendant la construction.

Lorsque les conditions rencontrées sur le site diffèrent de façon significative de celles prévues dans ce rapport, dues à la nature hétérogène du sous-sol ou encore à des travaux de construction, il est du ressort du client et de l'utilisateur de ce rapport de prévenir Qualitas Géoconseil inc. des changements et de fournir à Qualitas Géoconseil inc. l'opportunité de réviser les recommandations de ce rapport. Reconnaître un changement des conditions de sol demande une certaine expérience. Il est donc recommandé qu'un ingénieur géotechnicien expérimenté soit dépêché sur le site afin de vérifier si les conditions ont changé de façon significative.

- 6. DRAINAGE** : le drainage de l'eau souterraine est souvent requis aussi bien pour des installations temporaires que permanentes du projet. Une conception ou exécution impropre du drainage peut avoir de sérieuses conséquences. Qualitas Géoconseil inc. ne peut en aucun cas prendre la responsabilité des effets du drainage à moins que Qualitas Géoconseil inc. ne soit spécifiquement impliqué dans la conception détaillée et le suivi des travaux de construction du système de drainage.

ANNEXE 2

RAPPORTS DE FORAGE
DESCRIPTIONS STRUCTURALES
PHOTOS

Un rapport de sondage permet de résumer la stratigraphie des sols et du roc, leurs propriétés ainsi que les conditions d'eau souterraine. Cette note a pour but d'expliquer la terminologie, les symboles et abréviations utilisés.

COUPE STRATIGRAPHIQUE

1. PROFONDEUR – NIVEAU

La profondeur et le niveau des différents contacts stratigraphiques sont donnés par rapport à la surface du terrain à l'endroit des sondages au moment de leur exécution. Les niveaux sont indiqués en fonction d'un système indiqué dans l'entête du rapport de sondage.

2. DESCRIPTION DES SOLS

Les sols sont décrits selon leur nature et leurs propriétés géotechniques.

Les dimensions des particules constituant un sol sont les suivantes :

NOM	DIMENSION (mm)	
Argile	<	0,002
Silt	0,002 -	0,08
Sable	0,08 -	5
Gravier	5 -	80
Caillou	80 -	300
Bloc	>	300

La proportion des divers éléments de sol, définis selon la dimension des particules, est donnée d'après la terminologie descriptive suivante :

TERMINOLOGIE DESCRIPTIVE	PROPORTION DE PARTICULES (%)	
Traces	1 -	10
Un peu	10 -	20
Adjectif (ex. : sableux, silteux)	20 -	35
Et (ex. : sable et gravier)	>	35

2.1 COMPACTITÉ DES SOLS PULVÉRULENTS

La compacité des sols pulvérulents est évaluée à l'aide de l'indice de pénétration « N » obtenu par l'essai de pénétration standard :

COMPACTITÉ	INDICE DE PÉNÉTRATION « N » (coups / 300 mm)	
Très lâche	<	4
Lâche	4 -	10
Compacte ou moyenne	10 -	30
Dense	30 -	50
Très dense	>	50

2.2 CONSISTANCE ET PLASTICITÉ DES SOLS COHÉRENTS

La consistance des sols cohérents est évaluée à partir de la résistance au cisaillement. La résistance au cisaillement non drainée de l'argile intacte (c_u) et de l'argile remaniée (c_r) est mesurée en chantier ou en laboratoire.

CONSISTANCE	RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT, c_u (kPa)	
Très molle	<	12
Molle	12 -	25
Ferme	25 -	50
Raide	50 -	100
Très raide	100 -	200
Dure	>	200

PLASTICITÉ	LIMITE DE LIQUIDITÉ, w_L %	
Faible	<	30
Moyenne	30 -	50
Élevée	>	50

3. DESCRIPTION DU ROC

Le roc est décrit en fonction de sa nature géologique, de ses caractéristiques structurales et de ses propriétés mécaniques.

L'indice de qualité du roc (RQD) est obtenu par la sommation des longueurs de carotte égales ou supérieures à 100 mm par rapport à la course du carottier de calibre NX ou NQ dans le roc. Le résultat s'exprime en pourcentage :

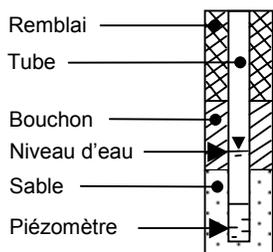
CLASSIFICATION	INDICE DE QUALITÉ RQD (%)	
Très mauvaise qualité	<	25
Mauvaise qualité	25 -	50
Qualité moyenne	50 -	75
Bonne qualité	75 -	90
Excellente qualité	90 -	100

JOINTS	ESPACEMENT MOYEN (mm)	
Très rapprochés	0 -	60
Rapprochés	60 -	200
Moyennement espacés	200 -	600
Espacés	600 -	2000
Très espacés	>	2000

RÉSISTANCE	RÉSISTANCE À LA COMPRESSION SIMPLE, q_u (MPa)	
Extrêmement faible	<	1
Très faible	1 -	5
Faible	5 -	25
Moyennement forte	25 -	50
Forte	50 -	100
Très forte	100 -	250
Extrêmement forte	>	250

NIVEAU D'EAU

La colonne « Niveau d'eau » indique le niveau de l'eau souterraine mesuré dans un tube d'observation, un piézomètre, un puits d'observation ou directement dans un sondage. La date du relevé est également indiquée dans cette colonne. Le croquis ci-contre illustre les différents symboles utilisés.



ABRÉVIATIONS

A	Absorption, L/min-m (essai d'eau sous pression)
AC	Analyses chimiques
C	Essai de consolidation
C _c	Coefficient de courbure
C _u	Coefficient d'uniformité
C _u	Résistance au cisaillement à l'état intact, mesurée au scissomètre de chantier, kPa
C _r	Résistance au cisaillement à l'état remanié, mesurée au scissomètre de chantier, kPa
C _{us}	Résistance au cisaillement à l'état intact, mesurée au cône suédois, kPa
C _{rs}	Résistance au cisaillement à l'état remanié, mesurée au cône suédois, kPa
C _{up}	Résistance au cisaillement à l'état intact, mesurée au scissomètre portatif, kPa
C _{rp}	Résistance au cisaillement à l'état remanié, mesurée au scissomètre portatif, kPa
D _r	Densité relative des particules solides
E _M	Module pressiométrique, kPa ou MPa
G	Analyse granulométrique par tamisage et lavage
I _L	Indice de liquidité
I _p	Indice de plasticité, %
k _c	Coefficient de perméabilité (conductivité hydraulique) mesuré en chantier, m/s
k _L	Coefficient de perméabilité (conductivité hydraulique) mesuré en laboratoire, m/s
N _{dc}	Indice de pénétration (essai de pénétration dynamique au cône, DCPT)
N	Indice de pénétration (essai de pénétration standard, SPT)
P ₈₀	Analyse granulométrique par lavage au tamis 80 µm
P _L	Pression limite de l'essai pressiométrique, kPa
P _r	Essai Proctor
PV	Poids volumique, kN/m ³
PV'	Poids volumique déjaugé, kN/m ³
q _c	Résistance de pointe, kPa (essai de pénétration statique portatif au cône, CPT)
q _u	Résistance à la compression simple de la roche, MPa
S	Analyse granulométrique par sédimentométrie
S _t	Sensibilité (C _u /C _r)
w	Teneur en eau, %
w _L	Limite de liquidité, %
w _p	Limite de plasticité, %

ÉCHANTILLONS

1. TYPE ET NUMÉRO

La colonne « Type et numéro » correspond à la numérotation de l'échantillon. Il comprend deux lettres identifiant le type d'échantillonnage, suivi d'un chiffre séquentiel. Les types d'échantillonnage sont les suivants :

CF : Carottier fendu	EL : Lavage
CG : Carottier grand diamètre	ET : Tarière
TM : Tube à paroi mince	VR : Vrac (puits)
CR : Carottier diamanté	

2. ÉTAT

La profondeur, la longueur et l'état de chaque échantillon sont indiqués dans cette colonne. Les symboles suivants illustrent l'état de l'échantillon :



3. RÉCUPÉRATION

La récupération de l'échantillon correspond à la longueur récupérée de l'échantillon par rapport à la longueur de l'enfoncement de l'échantillonneur, exprimée en pourcentage.

ESSAIS IN SITU ET EN LABORATOIRE

Les résultats des essais effectués en chantier et en laboratoire sont indiqués dans les colonnes « Essais in situ et en laboratoire » à la profondeur correspondante.

La liste d'abréviations suivante sert à identifier ces essais.

CLIENT : Consortium SNC LAVALIN / GÉNIVAR
 PROJET : Étude d'impact - Pont du Saguenay
 ENDROIT : Baie Ste-Catherine et Tadoussac
 DOSSIER : 02-5728

Forage: F-1

Date: 2004-09-10 au 2004-09-11

 Coord N: 5334989.0 E: 362164.0
(SCOPQ NAD83)

COUPE STRATIGRAPHIQUE			NIVEAU D'EAU	ÉCHANTILLONS			ESSAIS IN-SITU ET DE LABORATOIRE										
PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m) géodésique	DESCRIPTION		TYPE ET NUMÉRO	ÉTAT	RÉCUPÉRATION (%)	N ou RQD (%)	ESSAIS DE LABORATOIRE ET IN-SITU	JOINTS PAR COURSE				ABSORPTION (L/min-m)				
								4	8	12	16	2	4	6	8		
0.10	61.50	Mousse de tourbe ROC : Gneiss granitique. Joints très rapprochés jusqu'à la profondeur de 3.20 m, très rapprochés à rapprochés par la suite. Indice de qualité de la roche: très mauvais à bon.	CR-1		43	0											
1	61.40		CF-2		75	15											
2			CR-3		69	0											
3			CR-4		75	0											
4			CF-5		75	0											
5			CR-6		79	34											
6			CR-7		100	74											
7			CR-8		100	86											
8			CR-9		100	69											
9	6.06	55.44															
10		FIN DU FORAGE															
11																	
12																	
13																	
14																	
15																	
16																	

REMARQUES:

MÉTHODE DE FORAGE: Rotation et lavage du tubage NW, carottage du roc en calibre NQ

Description structurale du rocher

Projet : 02-5728 - Pont du Saguenay **Forage no :** F-1 **Emplacement :** Viaduc nord - Tadoussac

Prof.		Structure Faille, joint, litage, clivage, linéation, schistosité, foliation, etc.	Description, observations															
De	À		Nombre de joints	Angle p/r à l'axe °	Fermé	Ouvert	Courbe	Irrég.	Miroir de faille	Recouvert de (x) et épaisseur	Altération	Couleur (xx)	Course		Récup. (%)	RQD (%)	Total des joints	Perte d'eau (%)
													de	à				
		Joints	≥ 10	60						K	x	v/v	0,1	1.52	43	0	≥ 10	
													1.52	1.62	0	-	-	
			≥ 10	60						C/K	x	B/v/j	1.62	2.95	69	0	≥ 10	
													2.95	3.15	75	50	2	
	2.95	Joint	1	70	x					K	x	v/j						
	3.12	Joint	1	60	x					K	x	v/j						
													3.15	3.20	0	-	-	
													3.20	4.07	79	34	6	
3.20	3.35	Joint	5	55	x					K	x	v/j						
	3.86	Joint	1	55	x					K	x	v						
													4.07	4.45	100	74	2	
4.22	4.29	Joint	2	60	x			x		K		v/j						
													4.45	4.59	100	86	1	
	4.45	Joint	1	85	x			x		K		v/j						
													4.59	6.06	100	69	9	
	4.96	Joint	1	50							x	g						
	5.05	Joint	1	70	x					± K		v						
	5.24	Joint	1	65	x					± K		v						
	5.38	Joint	1	05	x					± K	x	g						
	5.60	Joint	1	05	x			x		K		v						
5.65	5.72	Joint	2	55	x					K		v						
5.85	5.90	Joint	2	55	x					K		v						

1998-08-24
FQ-07-56

Recouvert de (x)

B : biotite
C : calcite
P : pyrite
Q : quartz
E : épidote

K : chlorite
R : rouille
I : oxyde de fer
A : autre : silt et argile

Couleur (xx)

b : blanchâtre
bl : blanc
n : noir
v : verdâtre
g : gris
j : jaunâtre
rg : rougeâtre
r : rouille
br : brunâtre

PONT DU SAGUENAY
FORAGE F-1
N/Dossier : 02-5728



CLIENT : Consortium SNC LAVALIN / GÉNIVAR
 PROJET : Étude d'impact - Pont du Saguenay
 ENDROIT : Baie Ste-Catherine et Tadoussac
 DOSSIER : 02-5728

Forage: F-2

Date: 2004-09-12 au 2004-09-13

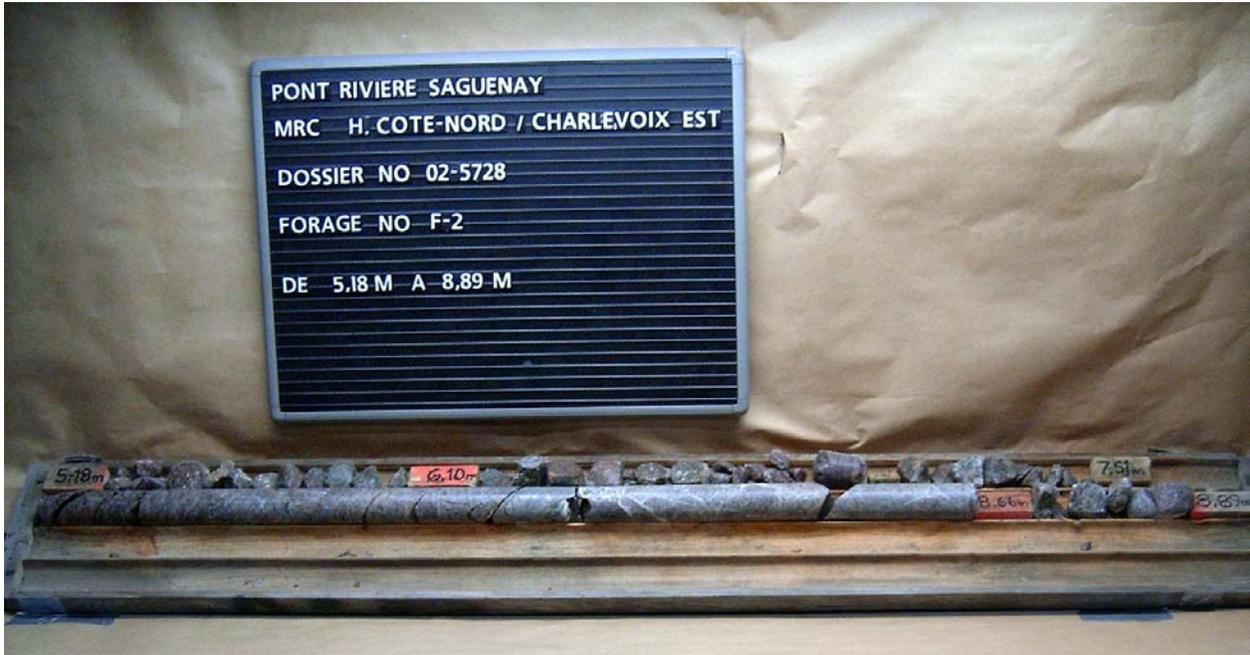
Coord N: 5334647.0 E: 362053.0
(SCOPQ NAD83)

COUPE STRATIGRAPHIQUE			NIVEAU D'EAU 2004-09-14	ÉCHANTILLONS			ESSAIS IN-SITU ET DE LABORATOIRE								
PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m) géodésique	DESCRIPTION		TYPE ET NUMÉRO	ÉTAT	RÉCUPÉRATION (%)	N ou RQD (%)	ESSAIS DE LABORATOIRE ET IN-SITU	JOINTS PAR COURSE				ABSORPTION (L/min-m)		
								4	8	12	16	2	4	6	8
0.15	31.85	Sol organique Sable, traces de gravier, traces de silt. Compacité lâche.	CF-1	⊗	67	7	AG								
0.91	31.09	Sable et gravier, traces de silt. Compacité moyenne.	CF-2	⊗	17	12									
1.83	30.17	Sable et silt, traces de gravier à partir de 4.57 m de profondeur. Compacité moyenne.	CF-3	⊗	67	14	AG								
5.03	26.97	Sable, un peu de gravier ROC : Gneiss granitique. Joints très rapprochés à rapprochés. Indice de qualité de la roche: très mauvais à bon.	CF-4	⊗	83	17									
5.18	26.82		CR-5	█	45	0							5		
			CR-6	█	36	0								5	
			CR-7	█	100	0								3	
			CR-8	█	98	74								11	
8.89	23.11	FIN DU FORAGE	CR-9	█	87	0							2		

REMARQUES: Le trou de forage a été cimenté.

MÉTHODE DE FORAGE: Rotation et lavage du tubage NW, carottage du roc en calibre NQ

PONT DU SAGUENAY
FORAGE F-2
N/Dossier : 02-5728



CLIENT : Consortium SNC LAVALIN / GÉNIVAR

Forage: F-3

PROJET : Étude d'impact - Pont du Saguenay

Date: 2004-09-15 au 2004-09-17

ENDROIT : Baie Ste-Catherine et Tadoussac

Coord N: 5334049.0 E: 362002.0

DOSSIER : 02-5728

(SCOPQ NAD83)

Azimut: 3°

Pendage: 65°

COUPE STRATIGRAPHIQUE			NIVEAU D'EAU	ÉCHANTILLONS			ESSAIS IN-SITU ET DE LABORATOIRE												
PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m) géodésique	DESCRIPTION		TYPE ET NUMÉRO	ÉTAT	RÉCUPÉRATION (%)	N ou RQD (%)	ESSAIS DE LABORATOIRE ET IN-SITU	JOINTS PAR COURSE				ABSORPTION (L/min-m)						
									4	8	12	16	2	4	6	8			
0.08	96.93	Sol organique ROC : Gneiss granitique. Les joints sont très rapprochés à rapprochés jusqu'à la profondeur de 9.43 m, espacés à très espacés par la suite sauf entre les profondeurs de 23.4 et 23.87 m où ils sont très rapprochés. Indice de qualité de la roche: médiocre à bon jusqu'à une profondeur de 8.80 m et très bon à excellent par la suite. Perte de l'eau de forage entre les profondeurs de 8.56 et 9.37 m, 11.89 et 12.65 m, 13.39 et 14.63 m, 14.97 et 15.24m.	CR-1		85	50													
1			CR-2		85	43													
2			CR-3																
3			CR-4		100	68													
4			CR-5		100	100													
5			CR-6		95	81													
6			CR-7		100	97													
7			CR-8		100	63													
8			CR-9		98	68													
9			CR-10		100	100													
10			CR-11		100	100													
11			CR-12		100	100													
12			CR-13		100	100													

REMARQUES: Le trou de forage a été cimenté.

MÉTHODE DE FORAGE: Rotation et lavage du tubage NW, carottage du roc en calibre NQ

CLIENT : Consortium SNC LAVALIN / GÉNIVAR

Forage: F-3

PROJET : Étude d'impact - Pont du Saguenay

Date: 2004-09-15 au 2004-09-17

ENDROIT : Baie Ste-Catherine et Tadoussac

Coord N: 5334049.0 E: 362002.0

DOSSIER : 02-5728

 (SCOPQ NAD83)
Azimut: 3°

Pendage: 65°

COUPE STRATIGRAPHIQUE			ÉCHANTILLONS			ESSAIS IN-SITU ET DE LABORATOIRE													
PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m) géodésique	DESCRIPTION	NIVEAU D'EAU	TYPE ET NUMÉRO	ÉTAT	RÉCUPÉRATION (%)	N ou RQD (%)	ESSAIS DE LABORATOIRE ET IN-SITU	JOINTS PAR COURSE				ABSORPTION (L/min-m)						
									4	8	12	16	2	4	6	8			
17		ROC : Gneiss granitique. Les joints sont espacés à très espacés sauf entre les profondeurs de 23.4 et 23.87 m où ils sont très rapprochés. Indice de qualité de la roche: très bon à excellent.		CR-14		100	100												
18				CR-15		100	100												
19					CR-16		85	84					1						
20					CR-17		100	100							0				
21					CR-18		100	86	q _u =155 Mpa						5				
22					CR-19		100	100							2				
23					CR-20		100	94	q _u =115 Mpa						1				
24					CR-21		100	100							1				
25					CR-22		100	100							0				
26																			
27																			
28																			
29																			
30	30.05	69.77																	
31		FIN DU FORAGE																	
32																			

REMARQUES: Le trou de forage a été cimenté.

MÉTHODE DE FORAGE: Rotation et lavage du tubage NW, carottage du roc en calibre NQ

Description structurale du rocher

Projet : 02-5728 Pont du saguenay	Forage no : F-3	Emplacement : Ancrage nord - Tadoussac
--	------------------------	---

Prof.		Structure Faille, joint, litage, clivage, linéation, schistosité, foliation, etc.	Description, observations															
De	À		Nombre de joints	Angle p/r à l'axe °	Fermé	Ouvert	Courbe	Irrég.	Miroir de faille	Recouvert de (x) et épaisseur	Altération	Couleur (xx)	Course		Récup. (%)	RQD (%)	Total des joints	Perte d'eau (%)
													de	à				
													0.08	1.35	85	50	3	
	0.24	Joint	1	70	x					C	x	bl						
	0.35	Joint	1	90	x						x	br						
	0.56	Joint	1	05	x						x	r						
													1.35	2.69	100	68	6	
1.83	1.93	Joints	3	55	x					E	x	br						
	2.05	Joint	1	80	x					C	x	br						
	2.19	Joint	1	60	x					E ?	x	br						
	2.27	Joint	1	20	x						x	br						
													2.69	3.99	100	100	3	
2.92	2.94	Joints	2	25	x						x	br						
	3.62	Joint	1	30	x						x	br						
													3.99	5.60	95	81	7	
	3.99	Joint	1	25	x					Q		g						
	4.41	Joint	1	30	x					E ?	x	br						
4.63	4.70	Joints*	2	55	x					E ?/Q	x	br						
4.99	5.09	Joints	2	55	x					K	x	r						
	5.49	Joint	1	65	x						x	br						
													5.60	7.23	100	97	4	
5.60		Joint	1	20	x						x	br						
6.62		Joint	1	55	x						x	j						
6.92		Joint	1	05	x			x			x	r						
6.95		Joint	1	05	x					Q		g						
													7.23	8.81	100	63	> 5	
7.94		Joint	1	05	x			x		Q/K?	x	g/n						
8.14		Joint	1	60	x					K	x	v						

* : Joints de contact - dyke felsique

1998-08-24

FQ-07-56

Recouvert de (x)

B : biotite
C : calcite
P : pyrite
Q : quartz
E : épidote

K : chlorite
R : rouille
I : oxyde de fer
A : autre : silt et argile

Couleur (xx)

b : blanchâtre
bl : blanc
n : noir
v : verdâtre
g : gris
j : jaunâtre
rg : rougeâtre
r : rouille
br : brunâtre

Description structurale du rocher

Projet : 02-5728 Pont du saguenay **Forage no :** F-3 **Emplacement :** Ancrage nord - Tadoussac

Prof.		Structure Faille, joint, litage, clivage, linéation, schistosité, foliation, etc.	Nombre de joints	Angle p/r à l'axe °	Fermé	Ouvert	Courbe	Irrég.	Miroir de faille	Recouvert de (x) et épaisseur	Altération	Couleur (xx)	Course		Récup. (%)	RQD (%)	Total des joints	Perte d'eau (%)
De	À												de	à				
8.18	8.22	Joints	2	60	x					Q	x	br/g						
8.42	8.81	Altération intense *1	?								x	br						x
													8.81	10.32	98	68	9	
	9.03	Joint	1	45	x						x	br						
	9.13	Joint	1	75	x					K	x	v						
	9.21	Joint	1	25	x					K	x	v						
	9.27	Joint	1	65	x						x	br						
9.27	9.43	Joint	5	50	x						x	br						
													10.32	11.89	100	100	1	
	10.32	Joint	1	40	x						x	br						
													11.89	13.39	100	100	1	
	13.22	Joint	1	60	x					I	x	rg						
													13.39	14.97	100	100	0	
													14.97	16.49	100	100	0	
	*2												16.49	17.96	100	100	0	
													17.96	19.51	100	100	0	
													19.51	21.06	85	84	1	
	20.51	Joint	1	60	x					I	x	rg						
													21.03	22.55	100	100	0	
													22.55	24.12	100	86	5	
	23.39	Joint	1	60	x						x	rg						
	23.4	Joint	1	60	x						x	rg						
	23.50	Joint	1	60	x						x	rg						
	23.81	Joint	1	25	x						x	b						
	23.87	Joint	1	65	x						x	b						

*1 : Zone felsique, veinules de quartz

*2 : de 16,79 à 17,74 : Composition gabbroïque

1998-08-24

Recouvert de (x)

FQ-07-56

B : biotite
C : calcite
P : pyrite
Q : quartz
E : épidote

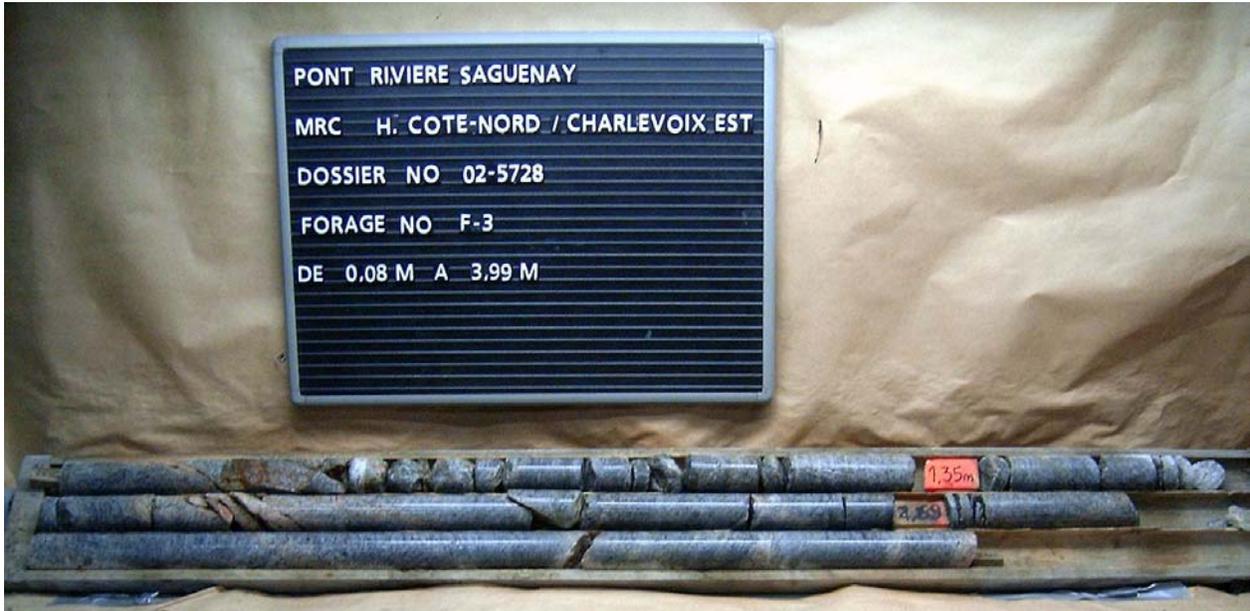
K : chlorite
R : rouille
I : oxyde de fer
A : autre : silt et argile

Couleur (xx)

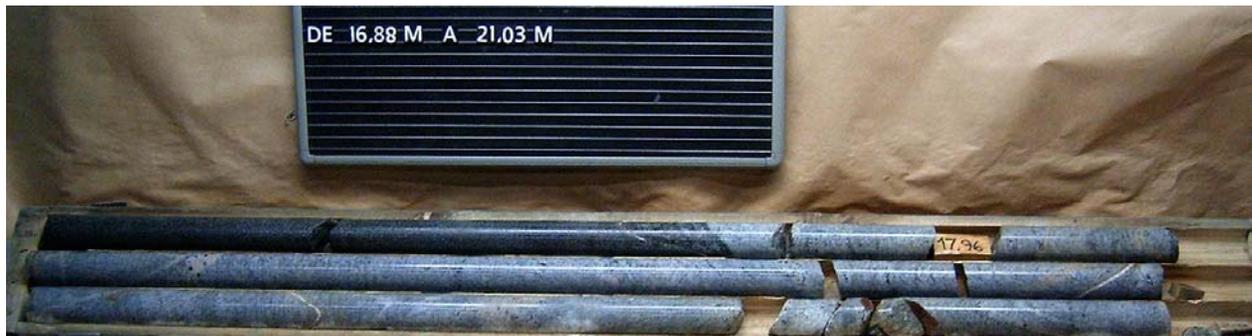
b : blanchâtre
bl : blanc
n : noir
v : verdâtre
g : gris

j : jaunâtre
rg : rougeâtre
r : rouille
br : brunâtre

PONT DU SAGUENAY
FORAGE F-3
N/Dossier : 02-5728



PONT DU SAGUENAY
FORAGE F-3
N/Dossier : 02-5728



PONT DU SAGUENAY
FORAGE F-3
N/Dossier : 02-5728



CLIENT : Consortium SNC LAVALIN / GÉNIVAR
 PROJET : Étude d'impact - Pont du Saguenay
 ENDROIT : Baie Ste-Catherine et Tadoussac
 DOSSIER : 02-5728

Forage: F-4

Date: 2004-09-18 au 2004-09-20

Coord N: 5333680.0 E: 361994.0
(SCOPQ NAD83)

COUPE STRATIGRAPHIQUE			ÉCHANTILLONS			ESSAIS IN-SITU ET DE LABORATOIRE												
PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m) géodésique	DESCRIPTION	NIVEAU D'EAU	TYPE ET NUMÉRO	ÉTAT	RÉCUPÉRATION (%)	N ou RQD (%)	ESSAIS DE LABORATOIRE ET IN-SITU	JOINTS PAR COURSE				ABSORPTION (L/min-m)					
									4	8	12	16	2	4	6	8		
0.03	13.97	Sol organique ROC : Gneiss granitique. Les joints sont en général rapprochés à espacés. Indice de qualité de la roche : bon à excellent.		CR-1		91	91				1							
1				CR-2		100	100				0							
2				CR-3		100	71				4							
3				CR-4		100	97				2							
4				CR-5		100	84				4							
5				CR-6		100	95				5							
6				CR-7		100	100				1							
7				CR-8		100	98				4							
8				CR-9		100	100				1							
9				CR-10		100	93				2							
10				CR-11		96	96				1							
11		Perte de l'eau de forage entre les profondeurs de 10.73 et 11.70 m																
12																		
13																		
14																		
15																		
16																		

REMARQUES: Le trou de forage a été cimenté.

MÉTHODE DE FORAGE: Rotation et lavage du tubage NW, carottage du roc en calibre NQ

CLIENT : Consortium SNC LAVALIN / GÉNIVAR
 PROJET : Étude d'impact - Pont du Saguenay
 ENDROIT : Baie Ste-Catherine et Tadoussac
 DOSSIER : 02-5728

Forage: F-4

Date: 2004-09-18 au 2004-09-20

Coord N: 5333680.0 E: 361994.0
(SCOPQ NAD83)

COUPE STRATIGRAPHIQUE			NIVEAU D'EAU	ÉCHANTILLONS			ESSAIS IN-SITU ET DE LABORATOIRE										
PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m) géodésique	DESCRIPTION		TYPE ET NUMÉRO	ÉTAT	RÉCUPÉRATION (%)	N ou RQD (%)	ESSAIS DE LABORATOIRE ET IN-SITU	JOINTS PAR COURSE				ABSORPTION (L/min-m)				
	-2.00								4	8	12	16	2	4	6	8	
17		ROC : Gneiss granitique. Les joints sont en général rapprochés à espacés. Indice de qualité de la roche : bon à excellent.	CR-12		100	100											
18			CR-13		100	100											
19			CR-14		100	99											
20			CR-15		100	92											
21			CR-16		100	94											
22			CR-17		100	86											
23			CR-18		97	72		$q_u=185$ Mpa									
24			CR-19		100	73											
25			CR-20		100	97		$q_u=115$ Mpa									
26																	
27																	
28																	
29																	
30	-30.38																
31	-16.38	FIN DU FORAGE															
32																	

REMARQUES: Le trou de forage a été cimenté.

MÉTHODE DE FORAGE: Rotation et lavage du tubage NW, carottage du roc en calibre NQ

Description structurale du rocher

Projet : 02-5728 Pont du saguenay **Forage no :** F-4 **Emplacement :** Pylône nord - Tadoussac

Prof.		Structure Faille, joint, litage, clivage, linéation, schistosité, foliation, etc.	Description, observations															
De	À		Nombre de joints	Angle p/r à l'axe °	Fermé	Ouvert	Courbe	Irrég.	Miroir de faille	Recouvert de (x) et épaisseur	Altération	Couleur (xx)	Course		Récup. (%)	RQD (%)	Total des joints	Perte d'eau (%)
													de	à				
													0,025	1.42	91	91	1	
	0.27	Joint	1	30	x					C			1.42	2.94	100	100	0	
													2.94	4.44	100	71	4	
	3.01	Joint	1	25	x						x	br/j						
	3.78	Joint	1	35	x							br/j						
	3.91	Joint	1	35	x							br/j						
	4.44	Joint	1	35							x	j						
													4.44	5.95	100	97	2	
4.44	5.95																	
	5.09	Joint	1	25	x					Q		b/j						
	5.14	Joint	1	25	x						x	r						
					x								5.95	7.49	100	84	4	
	6.36	Joint	1	30	x					Q	x	j						
	6.43	Joint	1	55	x													
	6.57	Joint soudé				x				C		b						
	6.84	Joint	1	05	x					Q?		j						
													7.49	9.02	100	95	5	
	8.00	Joint	1	20	x							v						
	8.40	Joint	1	70	x					C		b						
	8.61	Joint	1	20	x							br						
	8.86	Joint	1	20	x							br/v						
	8.91	Joint	1	60	x							br/v						
													9.02	10.43	100	100	1	
	10.31		1	20	x							b						

* De 1 cm à 65 cm

1998-08-24

FQ-07-56

Recouvert de (x)

B : biotite
C : calcite
P : pyrite
Q : quartz
E : épidote

K : chlorite
R : rouille
I : oxyde de fer
A : autre : silt et argile

Couleur (xx)

b : blanchâtre
bl : blanc
n : noir
v : verdâtre
g : gris
j : jaunâtre
rg : rougeâtre
r : rouille
br : brunâtre

Description structurale du rocher

Projet : 02-5728 Pont du saguenay **Forage no :** F-4 **Emplacement :** Pylône nord - Tadoussac

Prof.		Structure Faille, joint, litage, clivage, linéation, schistosité, foliation, etc.	Nombre de joints	Angle p/r à l'axe °	Fermé	Ouvert	Courbe	Irrég.	Miroir de faille	Recouvert de (x) et épaisseur	Altération	Couleur (xx)	Course		Récup. (%)	RQD (%)	Total des joints	Perte d'eau (%)
De	À												de	à				
													10.43	12.02	100	98	4	
10.99	11.02	Joints	2	35	x							b/j						
	11.12	Joint	1	45	x					C		b/v						
	11,65	Joint	1	25	x			x		C		b/v						
	12.83	Joint	1	20	x							v	12.02	13.57	100	100	1	
													13.57	15.11	100	93	2	
13.87	13.97	Veine calcite																
13.97	14.00	Gabbro	1															
	13.98	Joint	1	60	x						x	r						
	14.06	Joint	1	50	x			x			x	r						
													15.11	16.67	96	96	1	
	15.76	Joint	1	35	x								16.67	18.23	100	100	3	
												g						
	17.63	Joint	1	10	x							r						
	17.88	Joint	1	35	x							g/v						
	18,17	Joint	1	20	x								18.23	19.71	100	100	2	
	18.49	Joint	1	05	x					C		g/b						
	19.55	Joint	1	30	x					C		g/b						
													19.71	21.21	100	99	7	
	19,76	Joint	1	25	x			x		K		v						
	20.16	Joint	1	45	x							g						
	20.34	Joint	1	45	x					C		g/b						
	20.74	Joint	1	35	x					C		b						
	20,96	Joint	1	10	x			x		C								

1998-08-24

FQ-07-56

Recouvert de (x)

B : biotite
C : calcite
P : pyrite
Q : quartz
E : épidote

K : chlorite
R : rouille
I : oxyde de fer
A : autre : silt et argile

Couleur (xx)

b : blanchâtre
bl : blanc
n : noir
v : verdâtre
g : gris
j : jaunâtre
rg : rougeâtre
r : rouille
br : brunâtre

Page 2 de 4

Description structurale du rocher

Projet : 02-5728 Pont du saguenay **Forage no :** F-4 **Emplacement :** Pylône nord - Tadoussac

Prof.		Structure Faille, joint, litage, clivage, linéation, schistosité, foliation, etc.	Nombre de joints	Angle p/r à l'axe °	Fermé	Ouvert	Courbe	Irrég.	Miroir de faille	Recouvert de (x) et épaisseur	Altération	Couleur (xx)	Course		Récup. (%)	RQD (%)	Total des joints	Perte d'eau (%)
De	À												de	à				
21,19	21,21	Joints	2	25-45	x					K/C			21.21	22.74	100	92	7	
	21.32	Joint	1	05	x					K/C								
	21,39	Joint	1	05	x					K/C		v						
	21.61	Joint	1	10	x					K/C		v						
	21.66	Joint	1	15	x					K/C								
	21,82	Joint	1	05	x					K/C								
	22.11	Joint	1	05	x					K/C								
	22.25	Joint	1	45	x													
22,44	22.80	Enclave gabbroïque											22.74	24.31	96	94	4	
	23.02	Joint	1	25	x					C		b						
23,14	23.17	Joints	2	25	x					C		b						
	23.45	Joint	1	15	x					C		b						
												b	24.31	25.75	104	86	9	
	24.40	Joint	1	40	x					C		b						
24.66	25.61	Joints	8	15-45	x					C		b						
													25.75	27.29	97	72	6	
	25.82	Joint	1	15	x					C		b						
	26.38	Joint	1	70	x					C/K		b/v						
26.50	26.57	Joints	3	25	x													
	26.85	Joint	1	70	x					C/K		v						
													27.29	28.86	100	73	9	
27.29	27.57	Joints	2	20	x					C		b						
27.78	28.15	Joints	5	60	x					C		b/v						
28.42	28.50	Joints	2	05	x					C		b						

1998-08-24

FQ-07-56

Recouvert de (x)

B : biotite
C : calcite
P : pyrite
Q : quartz
E : épidote

K : chlorite
R : rouille
I : oxyde de fer
A : autre : silt et argile

Couleur (xx)

b : blanchâtre
bl : blanc
n : noir
v : verdâtre
g : gris
j : jaunâtre
rg : rougeâtre
r : rouille
br : brunâtre

Page 3 de 4

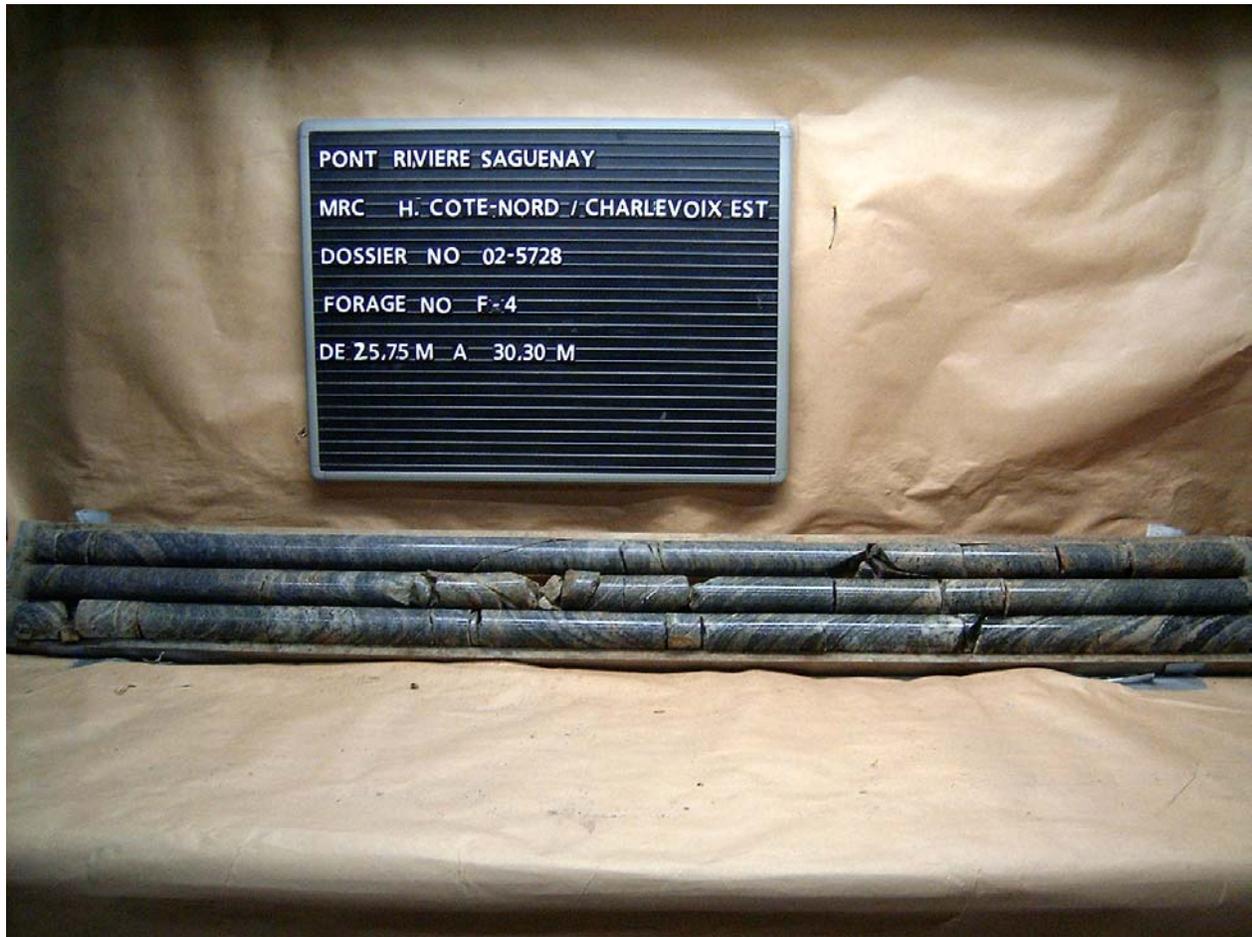
PONT DU SAGUENAY
FORAGE F-4
N/Dossier : 02-5728



PONT DU SAGUENAY
FORAGE F-4
N/Dossier : 02-5728



PONT DU SAGUENAY
FORAGE F-4
N/Dossier : 02-5728



CLIENT : Consortium SNC LAVALIN / GÉNIVAR
 PROJET : Étude d'impact - Pont du Saguenay
 ENDROIT : Baie Ste-Catherine et Tadoussac
 DOSSIER : 02-5728

Forage: F-5

Date: 2004-09-22 au 2004-09-24

Coord N: 5332331.0 E: 361928.0
(SCOPQ NAD83)

COUPE STRATIGRAPHIQUE			NIVEAU D'EAU	ÉCHANTILLONS			ESSAIS IN-SITU ET DE LABORATOIRE												
PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m) géodésique	DESCRIPTION		TYPE ET NUMÉRO	ÉTAT	RÉCUPÉRATION (%)	N ou RQD (%)	ESSAIS DE LABORATOIRE ET IN-SITU	JOINTS PAR COURSE				ABSORPTION (L/min-m)						
									4	8	12	16	2	4	6	8			
0.43	25.57	Sol organique. ROC : Gneiss granitique. Les joints sont très rapprochés jusqu'à la profondeur de 0.91 m et ensuite ils sont en général rapprochés à moyennement espacés jusqu'à la profondeur de 20.50 m. Indice de qualité de la roche : très mauvais au sommet du roc et devenant moyen à excellent par la suite. Aucune perte d'eau durant le forage jusqu'à la profondeur de 28.33 m.																	
1			CR-1		83	44													
2			CR-2		100	100													
3			CR-3		100	71													
4			CR-4		100	100													
5			CR-5		100	67													
6			CR-6		100	100													
7			CR-7		100	100													
8			CR-8		100	100													
9			CR-9		98	95													
10			CR-10		100	100													
11			CR-11		100	100													

REMARQUES: Le trou de forage a été cimenté.

MÉTHODE DE FORAGE: Rotation et lavage du tubage NW, carottage du roc en calibre NQ

CLIENT : Consortium SNC LAVALIN / GÉNIVAR
 PROJET : Étude d'impact - Pont du Saguenay
 ENDROIT : Baie Ste-Catherine et Tadoussac
 DOSSIER : 02-5728

Forage: F-5

Date: 2004-09-22 au 2004-09-24

Coord N: 5332331.0 E: 361928.0
(SCOPQ NAD83)

COUPE STRATIGRAPHIQUE			NIVEAU D'EAU	ÉCHANTILLONS			ESSAIS IN-SITU ET DE LABORATOIRE										
PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m) géodésique	DESCRIPTION		TYPE ET NUMÉRO	ÉTAT	RÉCUPÉRATION (%)	N ou RQD (%)	ESSAIS DE LABORATOIRE ET IN-SITU	JOINTS PAR COURSE				ABSORPTION (L/min-m)				
	10.00								4	8	12	16	2	4	6	8	
17		ROC : Gneiss granitique. Les joints sont en général rapprochés à moyennement espacés jusqu'à la profondeur de 20.50 m. Ils sont moyennement espacés entre les profondeurs de 20.50 et 27.90 m et ensuite, ils sont très rapprochés à moyennement espacés jusqu'à la fin du forage à la profondeur de 30.28 m. Indice de qualité de la roche : moyen à excellent.	CR-12		100	92				6							
18			CR-13		100	73				4							
19			CR-14		100	95				3							
20			CR-15		100	100				6							
21			CR-16		100	94				1							
22			CR-17		100	100				1							
23			CR-18		99	99		q _u =180 Mpa		2							
24			CR-19		100	62		q _u =190 Mpa		7							
25			CR-20		100	95				6							
26			CR-21		100	57				2							
27																	
28																	
29																	
30	30.28																
31	4.28																
32		FIN DU FORAGE															

REMARQUES: Le trou de forage a été cimenté.

MÉTHODE DE FORAGE: Rotation et lavage du tubage NW, carottage du roc en calibre NQ

Description structurale du rocher

Projet : 02-5728 Pont du Saguenay **Forage no :** F-5 **Emplacement :** Pylône - Baie Ste-Catherine

Prof.		Structure Faille, joint, litage, clivage, linéation, schistosité, foliation, etc.	Description, observations															
De	À		Nombre de joints	Angle p/r à l'axe °	Fermé	Ouvert	Courbe	Irrég.	Miroir de faille	Recouvert de (x) et épaisseur	Altération	Couleur (xx)	Course		Récup. (%)	RQD (%)	Total des joints	Perte d'eau (%)
													de	à				
													0.43	1.46	83	44	6	
	0.48	Joint	1	15	x						x	br						
	0.67	Joint	1	75	x						x	br/n						
	0.74	Joint	1	30	x						x	br						
	0.79	Joint	1	25	x						x	br						
	0.85	Joint	1	55	x													
	0.91	Joint	1	55	x								1.46	2.80	100	100	3	
	1.61	Joint	1	05	x						x	r						
	2.01	Joint	1	75	x						x	r						
	2.73	Joint	1	60	x						x	br						
													2.80	4.26	100	71	≥ 13	
	3.00	Joints	2	60	x						x	br/n						
3.27	3.69	Joints	≥ 10	35-70	?													
	3.83	Joint	1	05	x						x	br/v						
	4.26	Joint	1	20	x				x		E	v						
											E		4.26	5.83	100	100	4	
	4.41	Joint	1	70	x						x	j						
4.79	4.81	Joints	2	40	x						K							
	5.15	Joint	1	20	x							v						
											C		5.83	7.31	100	67	≥ 8	
	6.03																	
6.21	6.42	Joints *	≥ 4	75	x						K	v						
	6.81	Joint	1	70	x							b/j						
6.97	7.17	Joints	≥ 3		x							g/b						

* 2 joints de contact d'une enclave gabbroïque + joints à l'intérieur

1998-08-24

FQ-07-56

Recouvert de (x)

B : biotite
C : calcite
P : pyrite
Q : quartz
E : épidote

K : chlorite
R : rouille
I : oxyde de fer
A : autre : silt et argile

Couleur (xx)

b : blanchâtre
bl : blanc
n : noir
v : verdâtre
g : gris
j : jaunâtre
rg : rougeâtre
r : rouille
br : brunâtre

Description structurale du rocher

Projet : 02-5728 Pont du Saguenay **Forage no :** F-5 **Emplacement :** Pylône - Baie Ste-Catherine

Prof.		Structure Faille, joint, litage, clivage, linéation, schistosité, foliation, etc.	Nombre de joints	Angle p/r à l'axe °	Fermé	Ouvert	Courbe	Irrég.	Miroir de faille	Recouvert de (x) et épaisseur	Altération	Couleur (xx)	Course		Récup. (%)	RQD (%)	Total des joints	Perte d'eau (%)
De	À												de	à				
													7.31	8.73	100	100	0	
													8.73	10.29	100	100	1	
	9.98	Joint	1	30	x								10.29	11.87	100	100	1	
	11.09	Joint	1	80	x								11.87	13.51	98	95	5	
	11.98	Joint	1	40	x					tr de c								
12.23	12.27	Joints	2	55	x						x	j						
	12.60	Joint	1	35	x							k						
	12.75	Joint	1	45	x						x	j						
													13.51	15.02	100	100	2	
	14.45	Joint contact	1	60														
14.45	15.02	Enclave gabbroïque																
	14.79	Joint	1	25	x							j						
													15.02	16.52	100	100	2	
	15.23	Joint	1	60	x							v						
	15.51	Joint	1	60								r						
													16.52	18.05	100	92	6	
	18.86	Joint	1	70	x					E		v/r						
16.95	17.22	Joints	5	0-40								j/r						
													18.05	19.52	100	73	≥ 4	
18.34	18.49	Joints	≥ 3	60 à ?							x	v/j						
	18.99	Joint	1	85	x					C	x	b/j						
													19.52	21.06	100	95	3	
	20.32	Joint	1	60								j						
20.39	20.50	Joints	2	25						K		v						

1998-08-24

FQ-07-56

Recouvert de (x)

B : biotite
C : calcite
P : pyrite
Q : quartz
E : épidote

K : chlorite
R : rouille
I : oxyde de fer
A : autre : silt et argile

Couleur (xx)

b : blanchâtre
bl : blanc
n : noir
v : verdâtre
g : gris
j : jaunâtre
rg : rougeâtre
r : rouille
br : brunâtre

Page 2 de 3

Description structurale du rocher

Projet : 02-5728 Pont du Saguenay **Forage no :** F-5 **Emplacement :** Pylône - Baie Ste-Catherine

Prof.		Structure Faille, joint, litage, clivage, linéation, schistosité, foliation, etc.	Nombre de joints	Angle p/r à l'axe °	Fermé	Ouvert	Courbe	Irrég.	Miroir de faille	Recouvert de (x) et épaisseur	Altération	Couleur (xx)	Course		Récup. (%)	RQD (%)	Total des joints	Perte d'eau (%)
De	À												de	à				
													21.06	22.55	100	100	6	
	21.63	Joint	1	05	x													
22.02	22.34	Joints	3	55	x					K		br						
	22.29	Joint	1	55	x					K		br						
	22.55	Joint	1	80	x					K								
													22.55	24.05	100	94	1	
	22.67	Joint	1	60	x					K								
													24.05	25.62	100	100	1	
	25.07	Joint	1	65	x													
													25.62	27.16	99	99	2	
	26.90	Joint	1	60	x					K?	x	n						
	27.16	Joint	1	50	x					K (1 cm)		v						
													27.16	28.33	100	62	≥ 7	
	27.47	Joint	1	50	x					K		v						
	27.70	Joint	1	45	x							v						
27.90	28,33*	Joints	≥ 5	75	x					K	x	v/n						
													28.33	29.93	100	95	6	
	28.35	Joint	1	80	x						x	br						
28.78	29.24	Joints	4	0-10	x							j						
	29.31	Joint	1	50	x					K		v/n						
													29.93	30.28	100	57	2	
	30.13	Joint	1	60	x					K		v/n						
	30.23	Joint	1	70	x							v						

* Enclave gabbroïque

1998-08-24

FQ-07-56

Recouvert de (x)

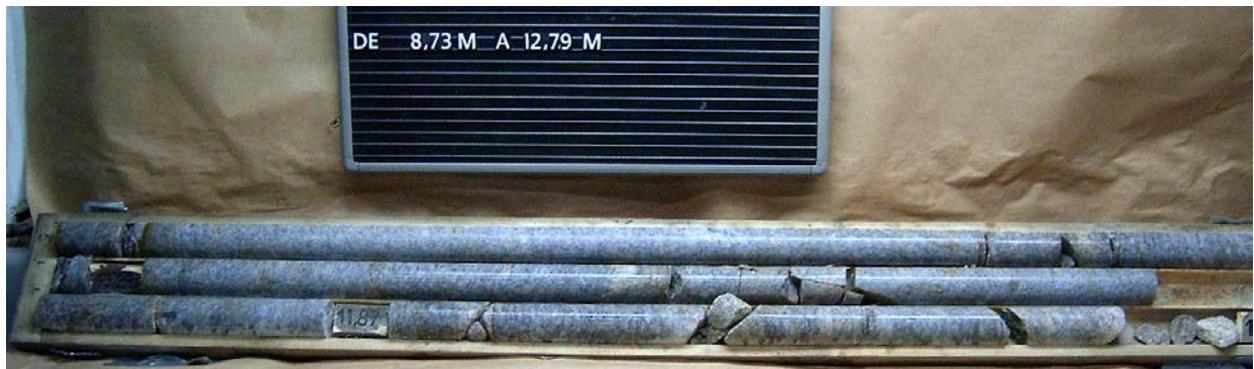
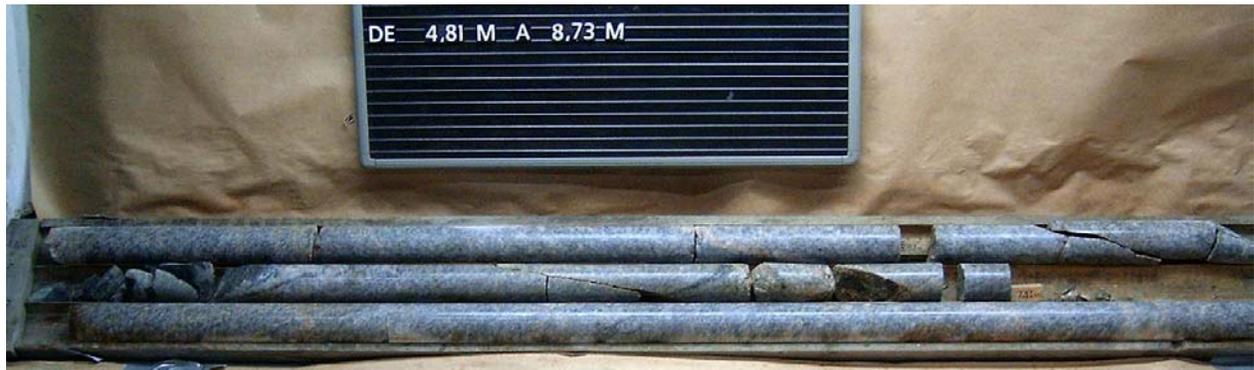
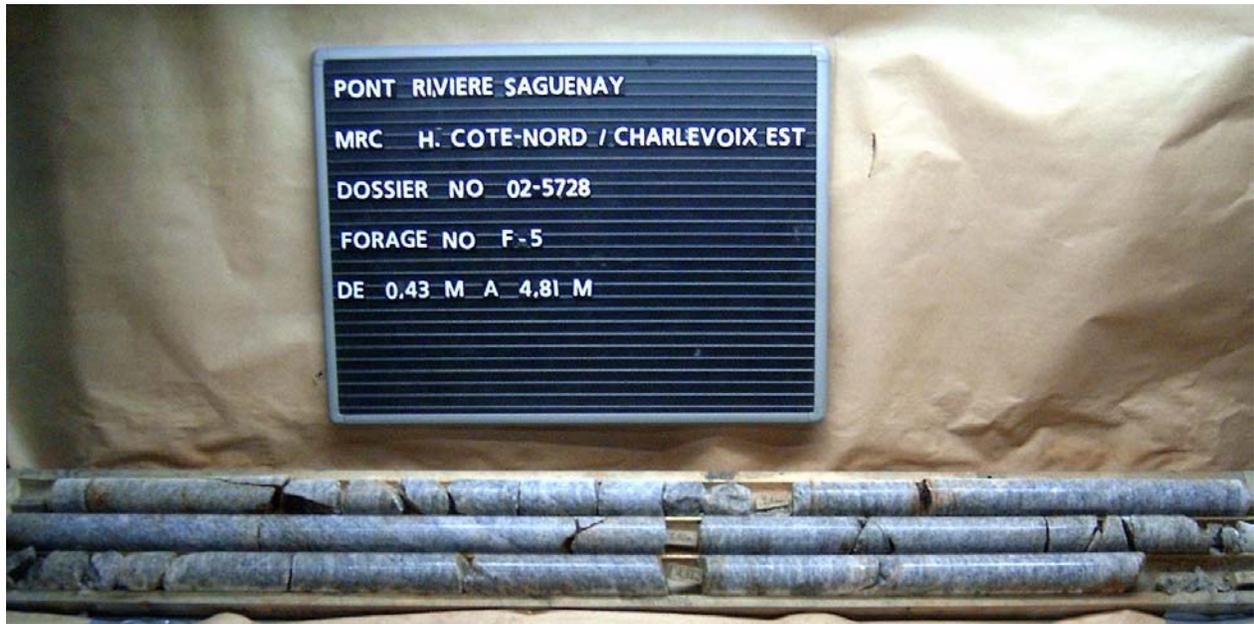
B : biotite
C : calcite
P : pyrite
Q : quartz
E : épidote

K : chlorite
R : rouille
I : oxyde de fer
A : autre : silt et argile

Couleur (xx)

b : blanchâtre
bl : blanc
n : noir
v : verdâtre
g : gris
j : jaunâtre
rg : rougeâtre
r : rouille
br : brunâtre

PONT DU SAGUENAY
FORAGE F-5
N/Dossier : 02-5728



PONT DU SAGUENAY
FORAGE F-5
N/Dossier : 02-5728



PONT DU SAGUENAY
FORAGE F-5
N/Dossier : 02-5728



CLIENT : Consortium SNC LAVALIN / GÉNIVAR

PROJET : Étude d'impact - Pont du Saguenay

ENDROIT : Baie Ste-Catherine et Tadoussac

DOSSIER : 02-5728

Forage: F-6

Date: 2004-09-25 au 2004-10-04

Coord N: 5331962.0 E: 361910.0

(SCOPQ NAD83)

Azimut: 183°

Pendage: 65°

COUPE STRATIGRAPHIQUE			NIVEAU D'EAU	ÉCHANTILLONS			ESSAIS IN-SITU ET DE LABORATOIRE												
PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m) géodésique	DESCRIPTION		TYPE ET NUMÉRO	ÉTAT	RÉCUPÉRATION (%)	N ou RQD (%)	ESSAIS DE LABORATOIRE ET IN-SITU	JOINTS PAR COURSE				ABSORPTION (L/min-m)						
									4	8	12	16	2	4	6	8			
0.05	151.00	Sol organique ROC : gneiss granitique. Les joints sont en général espacés à très espacés. Indice de la qualité de la roche : bon à excellent.	CR-1		82	82													
1	150.95	Aucune perte de l'eau de forage jusqu'à une profondeur de 8.75 m, ensuite, perte d'environ 50 % de l'eau de forage entre les profondeurs de 8.75 et 24.04 m.	CR-2		100	100													
2			CR-3		94	86													
3			CR-4		100	75													
4			CR-5		99	99													
5			CR-6		99	99													
6			CR-7		100	100													
7			CR-8		98	98													
8			CR-9		100	100													
9			CR-10		100	100													
10			CR-11		100	100													
11			CR-12		100	100													
12			CR-13		100	63													
13			CR-14		100	95													
14			CR-15		100	94													
15			CR-16		100	92													

REMARQUES: Le trou de forage a été cimenté.

MÉTHODE DE FORAGE: Rotation et lavage du tubage NW, carottage du roc en calibre NQ

CLIENT : Consortium SNC LAVALIN / GÉNIVAR

PROJET : Étude d'impact - Pont du Saguenay

ENDROIT : Baie Ste-Catherine et Tadoussac

DOSSIER : 02-5728

Forage: F-6

Date: 2004-09-25 au 2004-10-04

Coord N: 5331962.0 E: 361910.0

(SCOPQ NAD83)

Azimut: 183°

Pendage: 65°

COUPE STRATIGRAPHIQUE			NIVEAU D'EAU	ÉCHANTILLONS			ESSAIS IN-SITU ET DE LABORATOIRE												
PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m) géodésique	DESCRIPTION		TYPE ET NUMÉRO	ÉTAT	RÉCUPÉRATION (%)	N ou RQD (%)	ESSAIS DE LABORATOIRE ET IN-SITU	JOINTS PAR COURSE				ABSORPTION (L/min-m)						
									4	8	12	16	2	4	6	8			
17	136.50	ROC : gneiss granitique. Les joints sont en général espacés à très espacés. Indice de la qualité de la roche : bon à excellent.	CR-17		100	100													
18			CR-18		100	100													
19			CR-19		100	100													
20			CR-20		100	100													
21			CR-21		100	100													
22			CR-22		100	98													
23			CR-23		100	100													
24			CR-24		100	88													
25		Perte d'environ 80 % de l'eau de forage entre les profondeurs de 24.04 et 31.52 m.	CR-25		100	100													
26			CR-26		100	100													
27			CR-27		100	100													
28			CR-28		100	100													
29			CR-29		100	100													
30			CR-30		100	100													

REMARQUES: Le trou de forage a été cimenté.

MÉTHODE DE FORAGE: Rotation et lavage du tubage NW, carottage du roc en calibre NQ

CLIENT : Consortium SNC LAVALIN / GÉNIVAR

PROJET : Étude d'impact - Pont du Saguenay

ENDROIT : Baie Ste-Catherine et Tadoussac

DOSSIER : 02-5728

Forage: F-6

Date: 2004-09-25 au 2004-10-04

Coord N: 5331962.0 E: 361910.0

(SCOPQ NAD83)

Azimut: 183°

Pendage: 65°

COUPE STRATIGRAPHIQUE			ÉCHANTILLONS			ESSAIS IN-SITU ET DE LABORATOIRE														
PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m) géodésique	DESCRIPTION	NIVEAU D'EAU	TYPE ET NUMÉRO	ÉTAT	RÉCUPÉRATION (%)	N ou RQD (%)	ESSAIS DE LABORATOIRE ET IN-SITU	JOINTS PAR COURSE				ABSORPTION (L/min-m)							
									4	8	12	16	2	4	6	8				
33	122.00	ROC : gneiss granitique. Les joints sont en général espacés à très espacés. Indice de la qualité de la roche : bon à excellent. Perte d'environ 50 % de l'eau de forage entre les profondeurs de 31.52 et 40.08 m.		CR-31		100	97	$q_u = 225 \text{ Mpa}$		4										
34				CR-32		100	100			1										
35				CR-33		100	95			2										
36				CR-34		100	100			2										
37				CR-35		100	100			3										
38				CR-36		100	100			2										
39	114.68	FIN DU FORAGE						$q_u = 190 \text{ Mpa}$												
40				40.08																
41																				
42																				
43																				
44																				
45																				
46																				
47																				
48																				

REMARQUES: Le trou de forage a été cimenté.

MÉTHODE DE FORAGE: Rotation et lavage du tubage NW, carottage du roc en calibre NQ

Description structurale du rocher

Projet : 02-5728 Pont du Saguenay **Forage no :** F-6 **Emplacement :** Ancrage sud - Tadoussac

Prof.		Structure Faille, joint, litage, clivage, linéation, schistosité, foliation, etc.	Description, observations															
De	À		Nombre de joints	Angle p/r à l'axe °	Fermé	Ouvert	Courbe	Irrég.	Miroir de faille	Recouvert de (x) et épaisseur	Altération	Couleur (xx)	Course		Récup. (%)	RQD (%)	Total des joints	Perte d'eau (%)
													de	à				
													0.05	0.56	82	82	0	
													0.56	0.72	100	100	0	
													0.72	1.35	94	86	1	
	0.76	Joint	1	30	x							br/j						
													1.35	1.55	100	75	1	
	1.40	Joint	1	70	x					x		br/j						
													1.55	2.78	99	99	0	
													2.78	4.25	99	99	0	
													4.25	4.77	100	100	0	
													4.77	5.75	99	98	1	
	5.51	Joint	1	15	x							j						
													5.75	7.25	98	100	0	
													7.25	8.75	100	100	1	
	8.51	Joint	1	15	x								8.75	10.25	100	100	1	
	10.13	Joint	1	20	x													
													10.25	11.82	100	100	2	
	10.56	Joint	1	25	x													
	11.82	Joint	1	25	x													
													11.82	12.71	100	63	≥ 6	
11.91	12.24	Joints	≥ 6	25-30	x							br/j						
													12.71	13.36	100	95	2	
13.07	13.11	Joints	2	30						K								
													13.36	14.86	100	94	2	
	14.77	Joint	1	25							x	j/br						
	14,86	Joint	1	05								j/br						

1998-08-24

FQ-07-56

Recouvert de (x)

B : biotite
C : calcite
P : pyrite
Q : quartz
E : épidote

K : chlorite
R : rouille
I : oxyde de fer
A : autre : silt et argile

Couleur (xx)

b : blanchâtre
bl : blanc
n : noir
v : verdâtre
g : gris
j : jaunâtre
rg : rougeâtre
r : rouille
br : brunâtre

Description structurale du rocher

Projet : 02-5728 Pont du Saguenay **Forage no :** F-6 **Emplacement :** Ancrage sud - Tadoussac

Prof.		Structure Faille, joint, litage, clivage, linéation, schistosité, foliation, etc.	Nombre de joints	Angle p/r à l'axe °	Fermé	Ouvert	Courbe	Irrég.	Miroir de faille	Recouvert de (x) et épaisseur	Altération	Couleur (xx)	Course		Récup. (%)	RQD (%)	Total des joints	Perte d'eau (%)
De	À												de	à				
													14.86	16.41	100	92	6	
	14.93	Joint	1	20	x							j						
	15.32	Joint	1	20	x			x				j						
	15.59	Joint	1	85	x					K		v/br						
	15.70	Joint	1	05	x			x				j						
16.17	16.20	Joints	2	15	x							j						
													16.41	17.88	100	100	0	
													17.88	18.89	100	100	1	
	18.24	Joints	1	75	x					K		v/n						
													18.89	19.42	100	100	0	
					x			x					19.42	21.03	100	100	2	
	19.96	Joint	1	05	x			x				v						
	20.16	Joint	1	10	x								21.02	22.55	100	100	3	
	21.32	Joint	1	40	x													
	22.28	Joint	1	20	x													
	22.58	Joint	1	55	x			x										
													22.55	24.04	100	98	3	
23.65	23.68	Joints	2	20	x													
	24.04	Joint	1	20	x													
													24.04	24.61	100	100	1	
	24.61		1	20	x													
													24.61	25.38	100	88	3	
25.12	25.21	Joints	3	10-25	x							j						
													25.38	26.13	100	100	0	

1998-08-24
FQ-07-56

Recouvert de (x)

B : biotite
C : calcite
P : pyrite
Q : quartz
E : épidote

K : chlorite
R : rouille
I : oxyde de fer
A : autre : silt et argile

Couleur (xx)

b : blanchâtre
bl : blanc
n : noir
g : gris

j : jaunâtre
rg : rougeâtre
r : rouille
br : brunâtre

Description structurale du rocher

Projet : 02-5728 Pont du Saguenay **Forage no :** F-6 **Emplacement :** Ancrage sud - Tadoussac

Prof.		Structure Faille, joint, litage, clivage, linéation, schistosité, foliation, etc.	Nombre de joints	Angle p/r à l'axe °	Fermé	Ouvert	Courbe	Irrég.	Miroir de faille	Recouvert de (x) et épaisseur	Altération	Couleur (xx)	Course		Récup. (%)	RQD (%)	Total des joints	Perte d'eau (%)
De	À												de	à				
													26.13	27.65	100	100	2	
	27.12	Joint	1	25	x							j						
	27.46	Joint	1	25	x					Q		b/r						
													27.65	29.09	100	100	3	
	27.99	Joint	1	10	x													
	28.23	Joint	1	15	x													
	28.38	Joint	1	05	x							j						
													29.09	30.23	100	100	0	
	31.28	Joint	1	10	x								30.23	31.52	100	100	2	
	31.39	Joint	1	50	x													
													31.52	31.97	100	100	1	
	31.72	Joint	1	10	x					C		j/v						
													31.97	33.47	100	97	4	
32.46	32.50	Joints	3	20	x													
	32.84	Joint	1	30	x													
													33.47	34.96	100	100	1	
	34.96	Joint	1	15	x													
													34.96	36.34	100	95	2	
	35.03	Joint	1	15	x													
	36.34	Joint	1	05	x													
													36.34	37.88	100	100	2	
	36.97	Joint	1	15	x													
	37.88	Joint	1	15	x													

1998-08-24

FQ-07-56

Recouvert de (x)

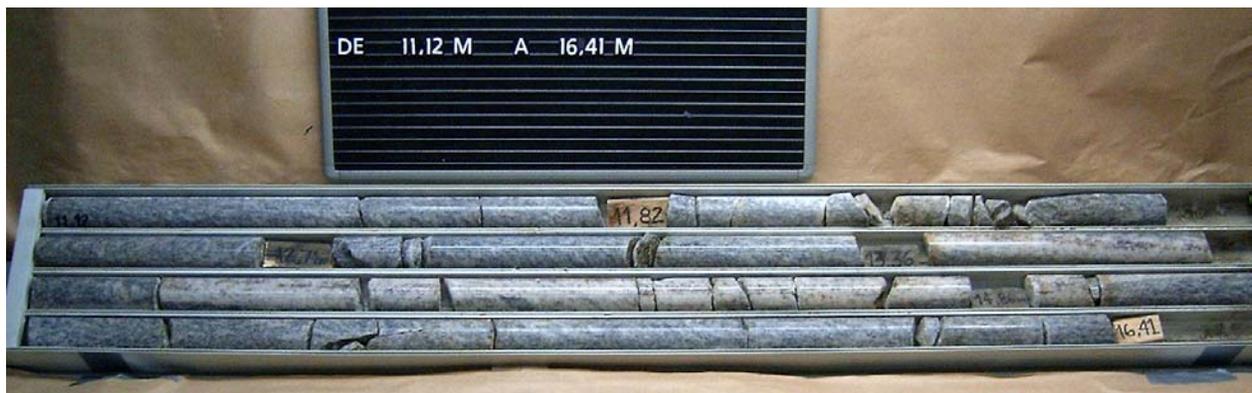
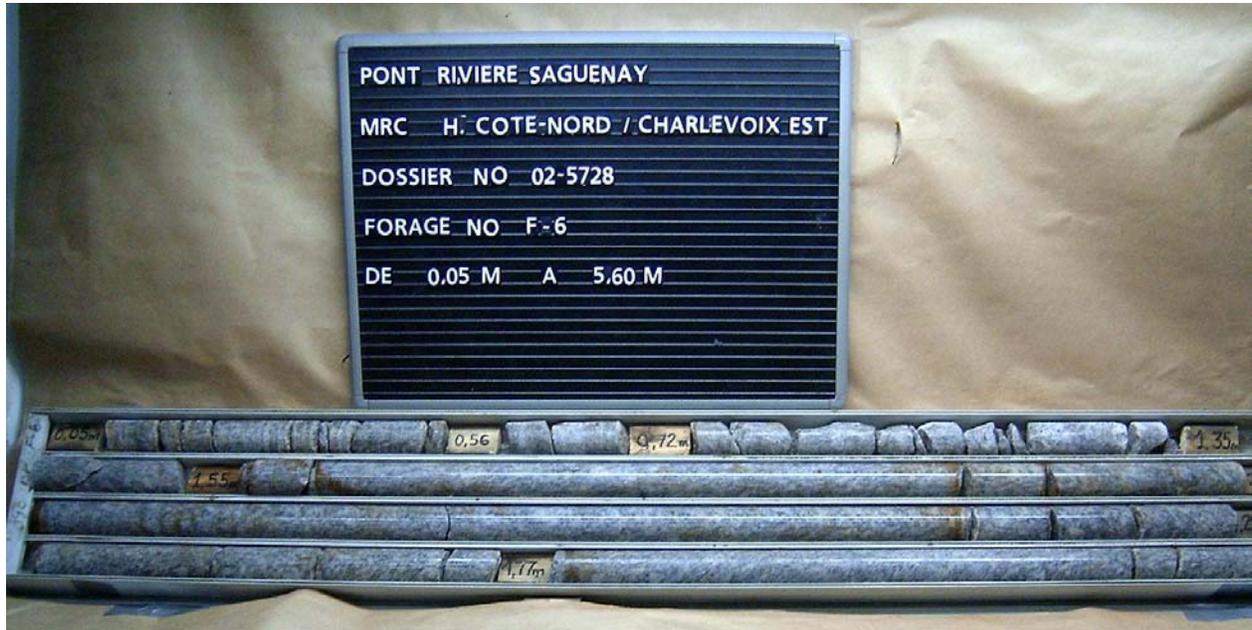
B : biotite
C : calcite
P : pyrite
Q : quartz
E : épidote

K : chlorite
R : rouille
I : oxyde de fer
A : autre : silt et argile

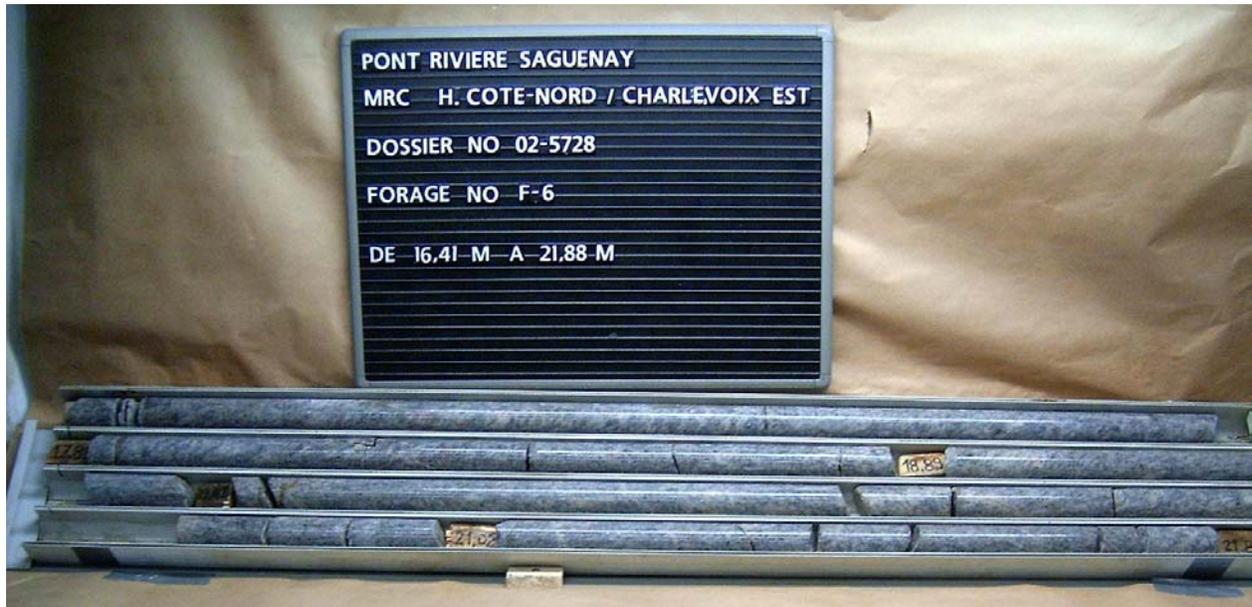
Couleur (xx)

b : blanchâtre
bl : blanc
n : noir
v : verdâtre
g : gris
j : jaunâtre
rg : rougeâtre
r : rouille
br : brunâtre

PONT DU SAGUENAY
FORAGE F-6
N/Dossier : 02-5728



PONT DU SAGUENAY
FORAGE F-6
N/Dossier : 02-5728



PONT DU SAGUENAY
FORAGE F-6
N/Dossier : 02-5728



CLIENT : Consortium SNC LAVALIN / GÉNIVAR
 PROJET : Étude d'impact - Pont du Saguenay
 ENDROIT : Baie Ste-Catherine et Tadoussac
 DOSSIER : 02-5728

Forage: F-7

Date: 2004-10-06 au 2004-10-07

Coord N: 5329532.0 E: 361885.0
(SCOPQ NAD83)

COUPE STRATIGRAPHIQUE			NIVEAU D'EAU	ÉCHANTILLONS			ESSAIS IN-SITU ET DE LABORATOIRE											
PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m) géodésique	DESCRIPTION		TYPE ET NUMÉRO	ÉTAT	RÉCUPÉRATION (%)	N ou RQD (%)	ESSAIS DE LABORATOIRE ET IN-SITU	JOINTS PAR COURSE				ABSORPTION (L/min-m)					
									4	8	12	16	2	4	6	8		
0.10	19.90	Sol organique Silt et sable, traces de gravier, traces de matières organiques. Compacité moyenne.	CF-1	⊗	75	11												
1			CF-2	⊗	75	21	AG											
2			CF-3	⊗	67	22												
2.74	17.26	Sable, traces de gravier, traces de silt. Compacité moyenne.	CF-4	⊗	67	14	AG											
3			CF-5	⊗	50	16												
4			CF-6	⊗	42	20												
5			CF-7	⊗	62	30												
6			CF-8	⊗	63	36	AG											
7			CF-9	⊗	33	23												
8			CF-10	⊗	100	70												
9			CF-11	⊗	33	75												
9.45	10.55	Sable silteux, un peu de gravier. Compacité moyenne à dense.																
10																		
11																		
12																		
13																		
13.41	6.59	Sable, un peu de silt, traces de gravier. Compacité très dense.																
14																		
15																		
16																		

REMARQUES:

MÉTHODE DE FORAGE: Rotation et lavage du tubage NW, carottage du roc en calibre NQ

CLIENT : Consortium SNC LAVALIN / GÉNIVAR
 PROJET : Étude d'impact - Pont du Saguenay
 ENDROIT : Baie Ste-Catherine et Tadoussac
 DOSSIER : 02-5728

Forage: F-7

Date: 2004-10-06 au 2004-10-07
 Coord N: 5329532.0 E: 361885.0
 (SCOPQ NAD83)

COUPE STRATIGRAPHIQUE			NIVEAU D'EAU	ÉCHANTILLONS			ESSAIS IN-SITU ET DE LABORATOIRE										
PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m) géodésique	DESCRIPTION		TYPE ET NUMÉRO	ÉTAT	RÉCUPÉRATION (%)	N ou RQD (%)	ESSAIS DE LABORATOIRE ET IN-SITU	JOINTS PAR COURSE				ABSORPTION (L/min-m)				
									4	8	12	16	2	4	6	8	
17.	4.00	Sable, un peu de silt, traces de gravier. Compacité très dense.	CF-12	X	48	96	AG										
18.																	
19.																	
20.																	
21.																	
22.	21.95	-1.95	CF-13	X	58	102											
23.		FIN DU FORAGE															
24.																	
25.																	
26.																	
27.																	
28.																	
29.																	
30.																	
31.																	
32.																	

REMARQUES:

MÉTHODE DE FORAGE: Rotation et lavage du tubage NW, carottage du roc en calibre NQ

ANNEXE 3

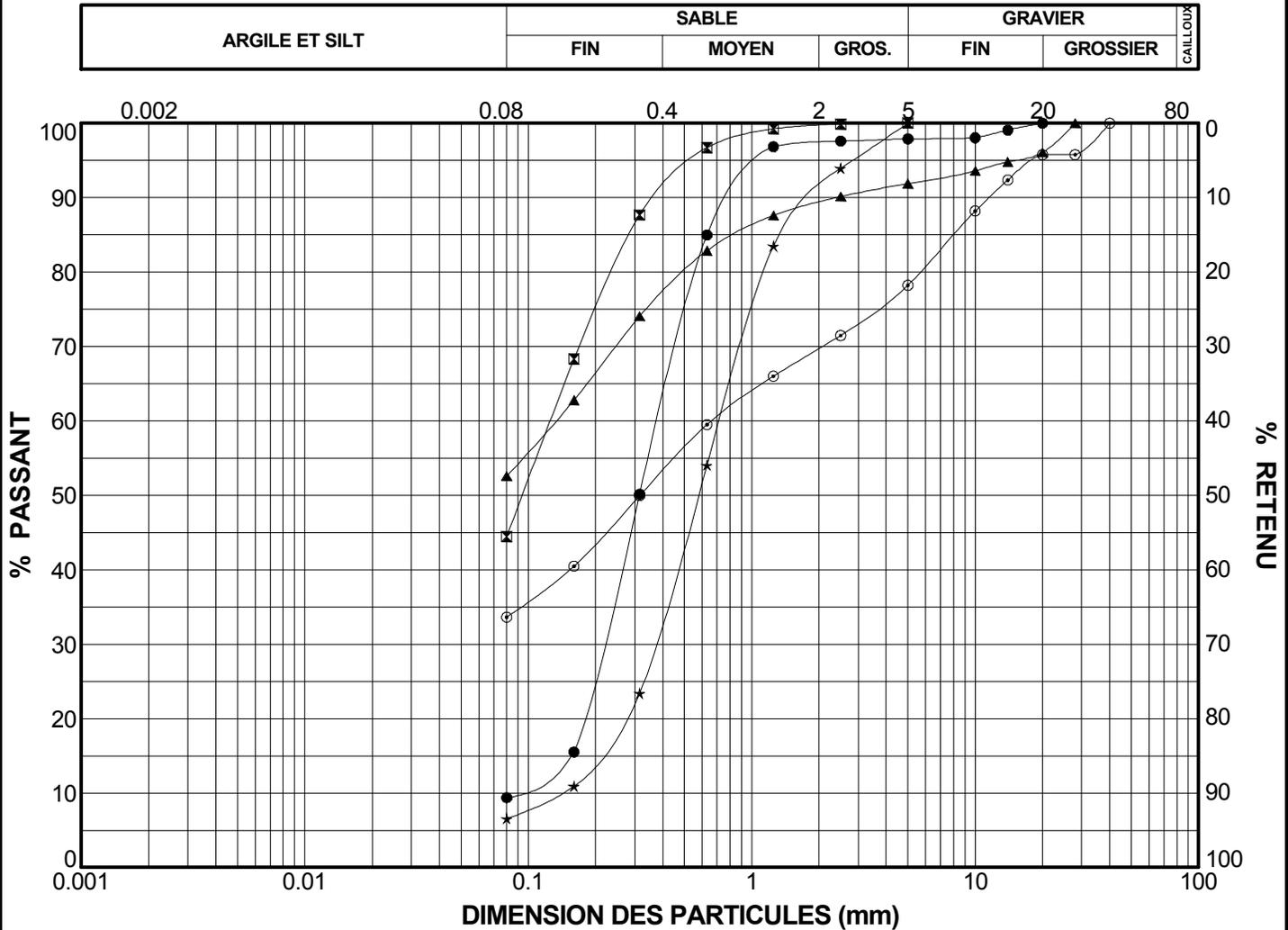
ESSAIS EN LABORATOIRE

CLIENT : Consortium SNC LAVALIN / GÉNIVAR

PROJET : Étude d'impact - Pont du Saguenay

ENDROIT : Baie Ste-Catherine et Tadoussac

DOSSIER : 02-5728



	Sondage	Éch.	Profondeur (m)	Gravier (%)	Sable (%)	Silt et argile (%)	Description
●	F-2	CF-1	0.00 à 0.61	2	89	9.4	Sable, traces de silt, traces de gravier
☒	F-2	CF-3	3.05 à 3.66	0	56	44.4	Sable et silt
▲	F-7	CF-2	1.52 à 2.13	8	39	52.6	Silt et sable, traces de gravier
★	F-7	CF-4	4.57 à 5.18	0	93	6.5	Sable, traces de silt
⊙	F-7	CF-8	10.67 à 11.28	22	45	33.6	Sable silteux, un peu de gravier

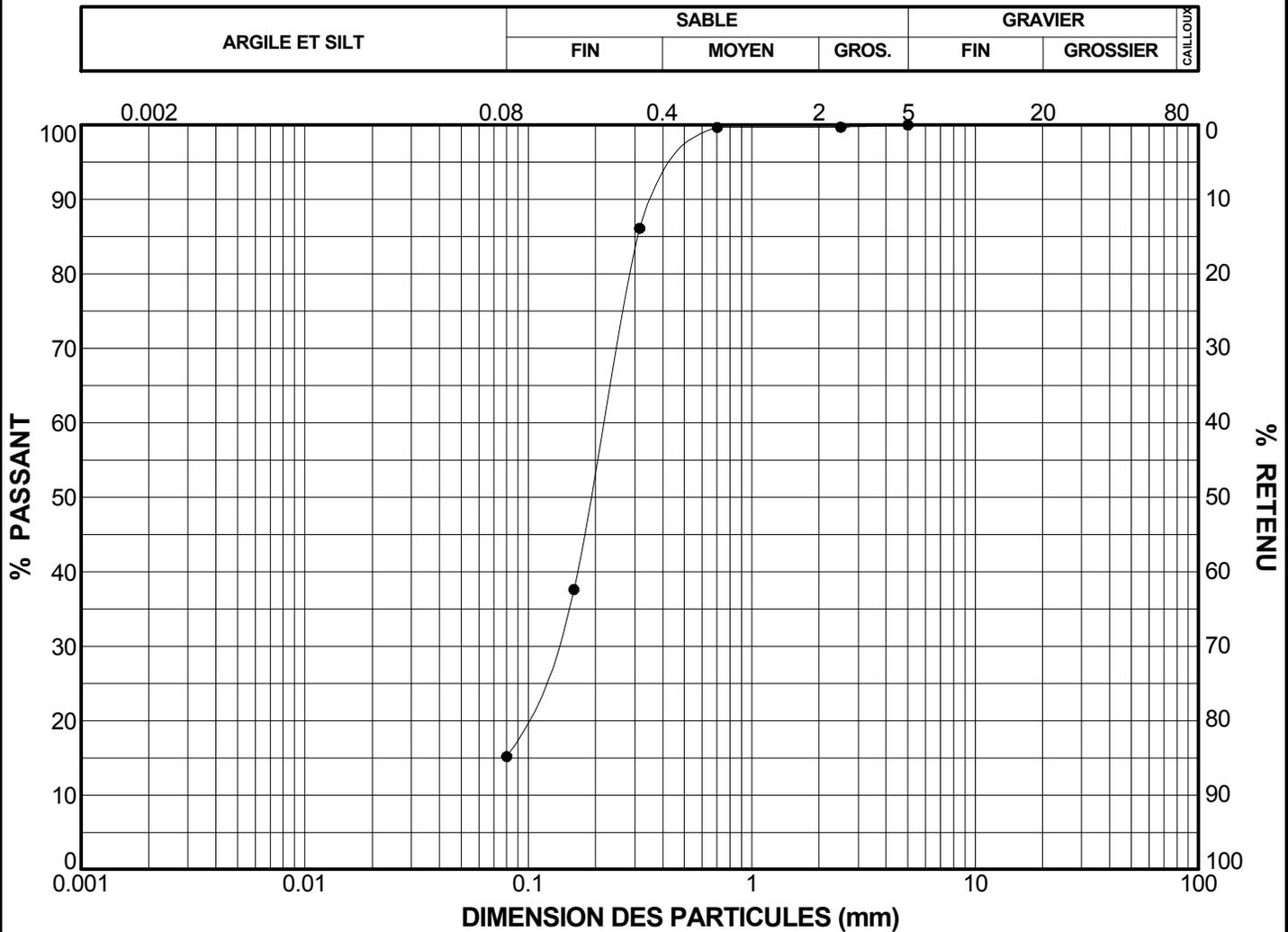
REMARQUES:

CLIENT : Consortium SNC LAVALIN / GÉNIVAR

PROJET : Étude d'impact - Pont du Saguenay

ENDROIT : Baie Ste-Catherine et Tadoussac

DOSSIER : 02-5728



	Sondage	Éch.	Profondeur (m)	Gravier (%)	Sable (%)	Silt et argile (%)	Description
●	F-7	CF-12	18.29 à 18.90	0	85	15.2	Sable, un peu de silt

REMARQUES:

ANNEXE 4

ANCORAGE DANS LE ROC

1. SCHÉMA D'UN ANCRAGE DANS LE ROC

- L : longueur totale d'ancrage (m)
 L_s : longueur de scellement (m)
 L_w : longueur du cône contre l'arrachement (m)
 D : diamètre du trou de l'ancrage (m)
 β : demi-angle du cône contre l'arrachement (°)
 P : charge à l'arrachement (kN)

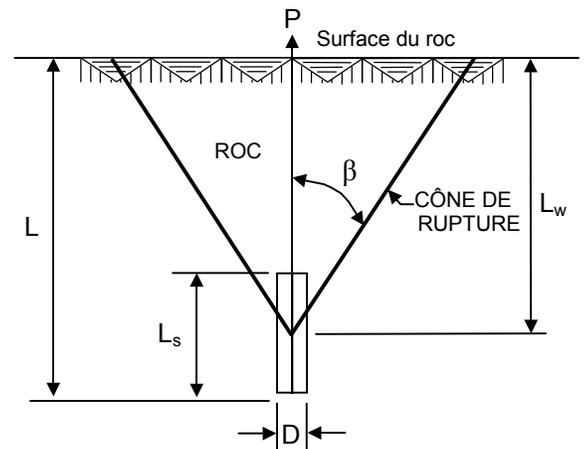


FIGURE 1

2. OBJECTIF DE LA MÉTHODE DE CALCUL

L'objectif d'un système d'ancrage est de développer une résistance à l'arrachement supérieure à la charge d'arrachement.

Ainsi $R_a \geq P$ $R_a = R \times \Phi$

- où R_a : résistance admissible à l'arrachement (kN)
 R : résistance ultime à l'arrachement (kN)
 P : charge d'arrachement (kN)
 Φ : coefficient de tenue

La méthode de calcul à la section 3 ci-après, prend en compte les 4 modes de rupture suivants :

- tension dans la tige d'acier
- adhérence entre la tige d'acier et le coulis
- adhérence entre le roc et le coulis
- rupture de la masse rocheuse

La résistance maximale doit être étudiée pour chacun de ces 4 modes de rupture et la résistance la plus défavorable est retenue comme étant la résistance à appliquer.

3. ÉTAPES DE CALCUL

3.1 TENSION DANS LA TIGE D'ACIER

Pour ce mode de rupture, la résistance admissible est directement reliée à la section de la tige ainsi qu'à la contrainte admissible en tension de l'acier. Le fabricant des tiges d'acier spécifie la contrainte admissible en fonction du grade et de la qualité de l'acier. Il faut s'assurer que le facteur de sécurité soit suffisant pour définir la résistance admissible.

3.2 ADHÉRENCE TIGE D'ACIER-COULIS

L'objectif de ce calcul est d'obtenir une longueur de scellement du coulis sur la tige, soit l'adhérence acier-coulis, qui est suffisamment longue afin de développer une résistance admissible à l'arrachement. Cette résistance est obtenue par l'expression :

$$R_a = \pi d L_{s1} S_b$$

où d : diamètre de la tige d'acier avec cannelures (m)

L_{s1} : longueur de scellement entre la tige et le coulis de façon à développer l'adhérence tige d'acier-coulis (m)

S_b : contrainte d'adhérence admissible entre la tige et le coulis (kPa)

$$\text{où } S_b = 0,95 \sqrt{f_c} \times \Phi \times 1000 \text{ (kPa)}$$

f_c : résistance à la compression du coulis qui est généralement spécifiée à 30 MPa à 28 jours (MPa)

Φ : coefficient de tenue égal à 0,4

$$\text{Ainsi } L_{s1} = \frac{R_a}{\pi d S_b}$$

3.3 ADHÉRENCE ROC-COULIS

L'objectif de ce calcul est d'obtenir une longueur de scellement du coulis en contact avec le roc, soit l'adhérence roc-coulis, qui est suffisamment longue afin de développer une résistance admissible à l'arrachement. Cette résistance est obtenue par l'expression :

$$R_a = \pi D L_{s2} S_r$$

où D : diamètre du trou de l'ancrage dans le roc (m)

L_{s2} : longueur de scellement entre la roche et le coulis de façon à développer l'adhérence roc-coulis (m)

S_r : contrainte d'adhérence admissible entre le roc et le coulis (kPa)

S_r est égal à la plus faible valeur obtenue en considérant les 3 critères suivants :

$$S_r \leq 0,1 q_u \times \Phi \quad S_r \leq 0,1 f'_c \times \Phi \quad S_r = 1\,300 \text{ kPa}$$

où q_u : résistance à la compression simple du roc (kPa)

f'_c : résistance à la compression simple du coulis, généralement spécifiée à 30 MPa à 28 jours (kPa)

Φ : coefficient de tenue égal à 0,4

$$\text{Ainsi } L_{s2} = \frac{R_a}{\pi D S_r}$$

Cependant, il faut également tenir compte des critères suivants :

- a) Pour une roche de qualité moyenne à excellente (RQD > 50 %), la longueur de scellement L_{s2} doit être au moins égale à 30 fois le diamètre du trou de l'ancrage dans le roc.
- b) Pour une roche de qualité très mauvaise à mauvaise (RQD ≤ 50 %), la longueur de scellement L_{s2} doit être au moins égale à 40 fois le diamètre du trou de l'ancrage dans le roc.
- c) Pour une roche constituée de shale ou avec des lits de shale, la longueur de scellement L_{s2} doit être au moins égale à 80 fois le diamètre du trou de l'ancrage dans le roc.
- d) Pour tous les cas, la longueur de scellement L_{s2} doit être d'au moins 3 m.

3.4 RUPTURE DE LA MASSE ROCHEUSE

Ce calcul sert à évaluer la longueur totale de l'ancrage pour assurer la stabilité générale. Pour cette analyse, on pose l'hypothèse que pour un seul ancrage, un cône de roc est arraché du massif rocheux. Ce cône inversé a un angle égal à 2 fois β à son sommet qui se situe au centre de la longueur de scellement de l'ancrage.

$$R_a = L_w^3 \gamma \tan^2 \beta \Phi \quad L_w = L - \frac{L_s}{2} \quad (\text{suivant la figure 1})$$

où L_w : longueur ou hauteur du cône formé à partir du centre de la longueur de scellement de l'ancrage jusqu'à la surface du roc (m)

L : longueur totale de l'ancrage (m)

L_s : longueur de scellement de l'ancrage qui correspond à la valeur la plus élevée de L_{s1} ou de L_{s2} obtenue aux étapes 3.2 et 3.3 (m)

γ : poids volumique effectif du roc (kN/m^3)

β : demi-angle au sommet du cône ($^\circ$)

- $\beta = 30^\circ$ pour du roc de qualité très mauvaise à mauvaise ($\text{RQD} \leq 50\%$)

- $\beta = 45^\circ$ pour du roc de qualité moyenne à excellente ($\text{RQD} > 50\%$)

Φ : coefficient de tenue égal à 0,5

La longueur totale de l'ancrage devient ainsi :

$$L = L_w + \frac{L_s}{2}$$

ou encore

$$L = \left(\frac{R_a}{\gamma \tan^2 \beta \Phi} \right)^{1/3} + \frac{L_s}{2}$$

4. INTERACTION ENTRE PLUSIEURS ANCRAGES

4.1 MÉTHODE EXACTE RECOMMANDÉE

Pour plusieurs ancrages, on doit tenir compte de l'interaction de la surface des cônes des ancrages adjacents en réduisant la charge sur chacun des ancrages de la façon suivante :

$$P' = \psi' P$$

où P' : charge à l'arrachement réduite prenant en compte un ancrage adjacent (kPa)

P : charge à l'arrachement d'un ancrage (kPa)

ψ' : coefficient de réduction en fonction du rapport a/r

Pour 1 ancrage adjacent : $\psi' = 0,5 + 0,4 a/r$ si $0 < a < 1,25 r$

Pour 2 ancrages adjacents : $\psi' = (0,5 + 0,4 a/r)^2$ si $0 < a < 1,25 r$

$\psi' = 1$ si $a \geq 1,25 r$

où a : distance entre 2 ancrages (m)

r : distance entre le centre d'un ancrage et le cône de rupture à la surface du roc (m)

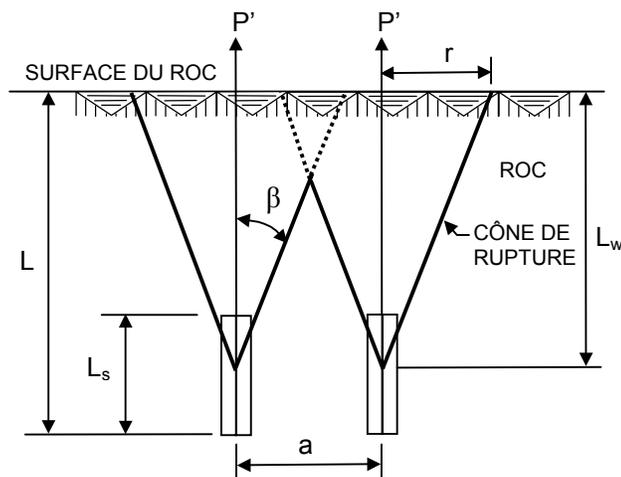


FIGURE 2

4.2 MÉTHODE EMPIRIQUE POUR ANCRAGES RAPPROCHÉS

Pour les cas où les ancrages dans le roc sont rapprochés (entre 5 et 10 fois le diamètre du trou dans le roc), ils peuvent être considérés comme un tout dans le calcul de la masse rocheuse contre les forces d'arrachement. La surface de rupture de la masse rocheuse prend alors la forme d'une pyramide tronquée inversée, dont la dimension de la partie tronquée est celle du patron d'ancrage, tel que montré à la figure 3.

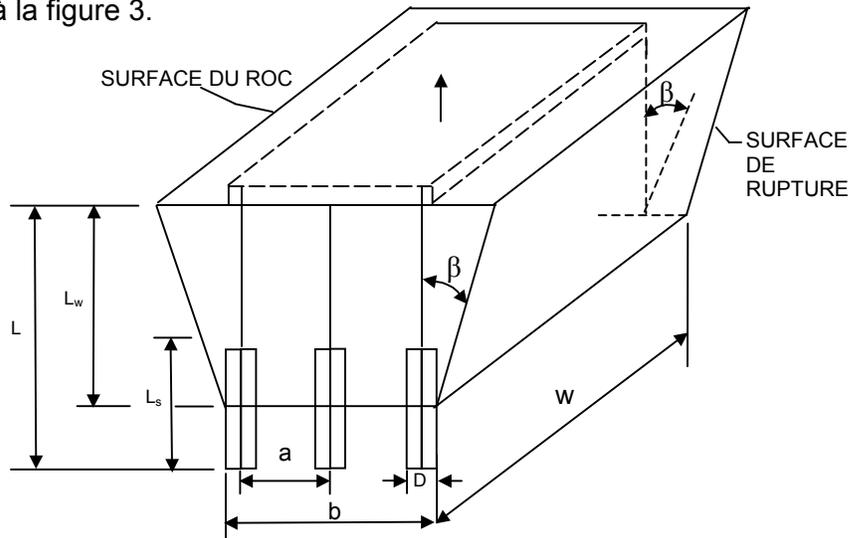


FIGURE 3

Pour $a < 10 D$, la résistance contre l'arrachement devient alors :

$$R_{ag} = \frac{1}{3} \gamma L_w (A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 A_2}) \times \Phi$$

où R_{ag} : résistance admissible globale à l'arrachement (kPa)

Φ : coefficient de tenue égal à 0,5

γ : poids volumique effectif du roc (kN/m³)

L_w : longueur ou hauteur de la pyramide tronquée inversée formée à partir du centre de la longueur de scellement des ancrages jusqu'à la surface du roc (m)

A_1 : surface formée par le groupe d'ancrages (m²) ($A_1 = b \times w$)

A_2 : surface de la partie supérieure de la pyramide inversée (surface du roc) (m²)

$$A_2 = 4 L_w^2 \tan^2 \beta + 2 L_w \tan \beta (b + w) + b w$$

b : largeur du groupe d'ancrages (m)

w : longueur du groupe d'ancrages (m)

β : demi-angle au sommet du cône (°)

- $\beta = 30^\circ$ pour du roc de qualité très mauvaise à mauvaise (RQD $\leq 50\%$)

- $\beta = 45^\circ$ pour du roc de qualité moyenne à excellente (RQD $> 50\%$)

a : distance entre 2 ancrages (m)

D : diamètre du trou de l'ancrage (m)

5. AUTRES RECOMMANDATIONS

L'espace minimal entre 2 ancrages doit être supérieur à 5 fois le diamètre du trou dans le roc.

Les trous doivent être complètement remplis avec un coulis maigre au-dessus de la longueur de scellement afin de protéger les ancrages.

Deux ancrages devront être mis à l'épreuve sur le chantier. La charge maximale devra atteindre au moins 1,67 fois la résistance à l'arrachement R_a déterminée plus haut.

6. RÉFÉRENCES

- 1) BUREAU SÉCURITAS. *Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des tirants d'ancrage*, Éditions Eyrolles, Paris, 1972.
- 2) LITTLEJOHN, G.S. et D.A. Bruce. *Rock Anchors – State of the Art – Part 1: Design, Ground Engineering*, mai 1975, vol. 8, n° 3.
- 3) RADHAKRISHNA, H.S., J.J. Deans et F. Devisser. *Shallow Rock Anchors*, La Société canadienne de géotechnique, Papers for a Symposium on Anchor Systems in Geotechnical Engineering, 1986.
- 4) NAVAL FACILITIES ENGINEERING COMMAND. *Design Manual – Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures*, Virginie, 1971.

ANNEXE 5

DESSINS : LOCALISATION DES FORAGES

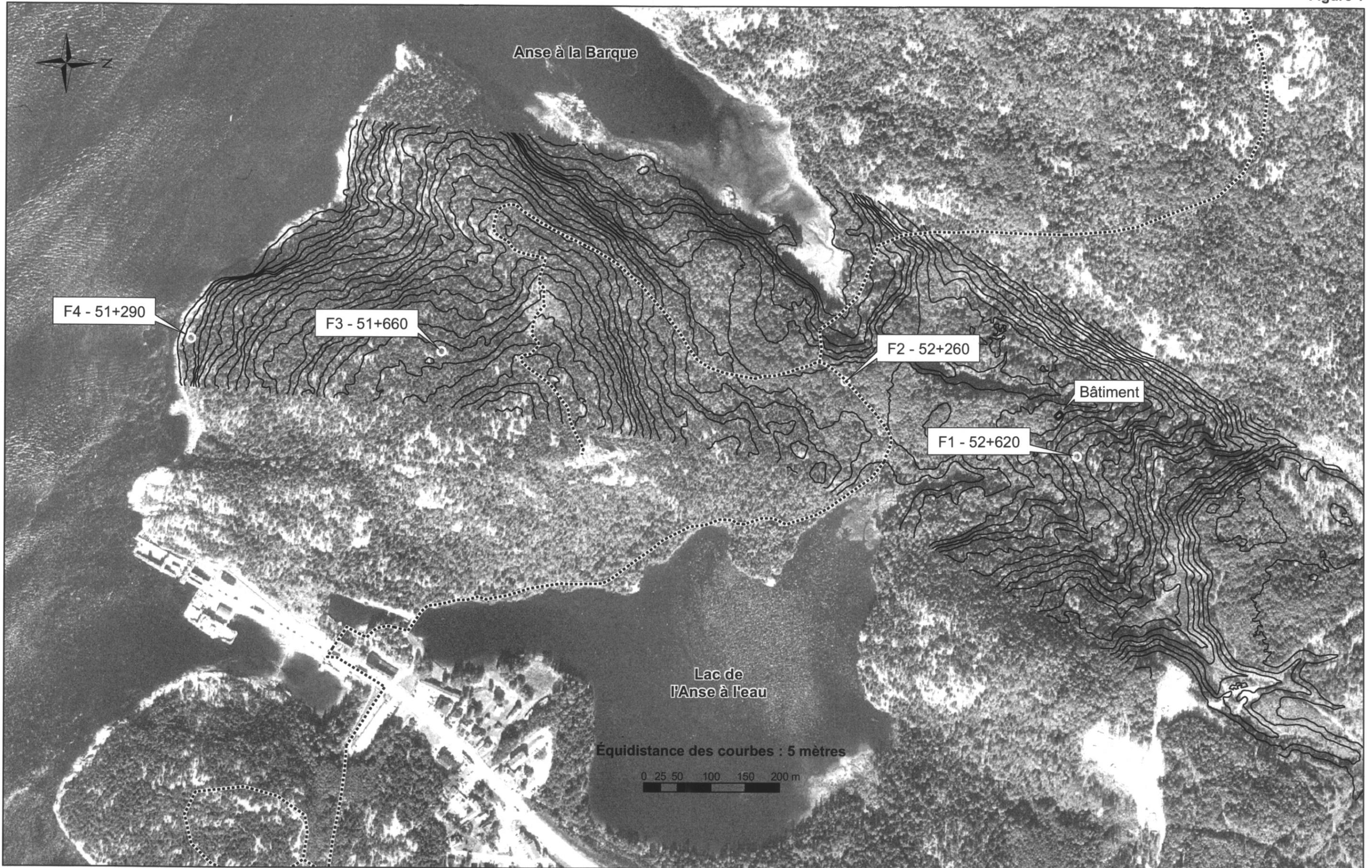
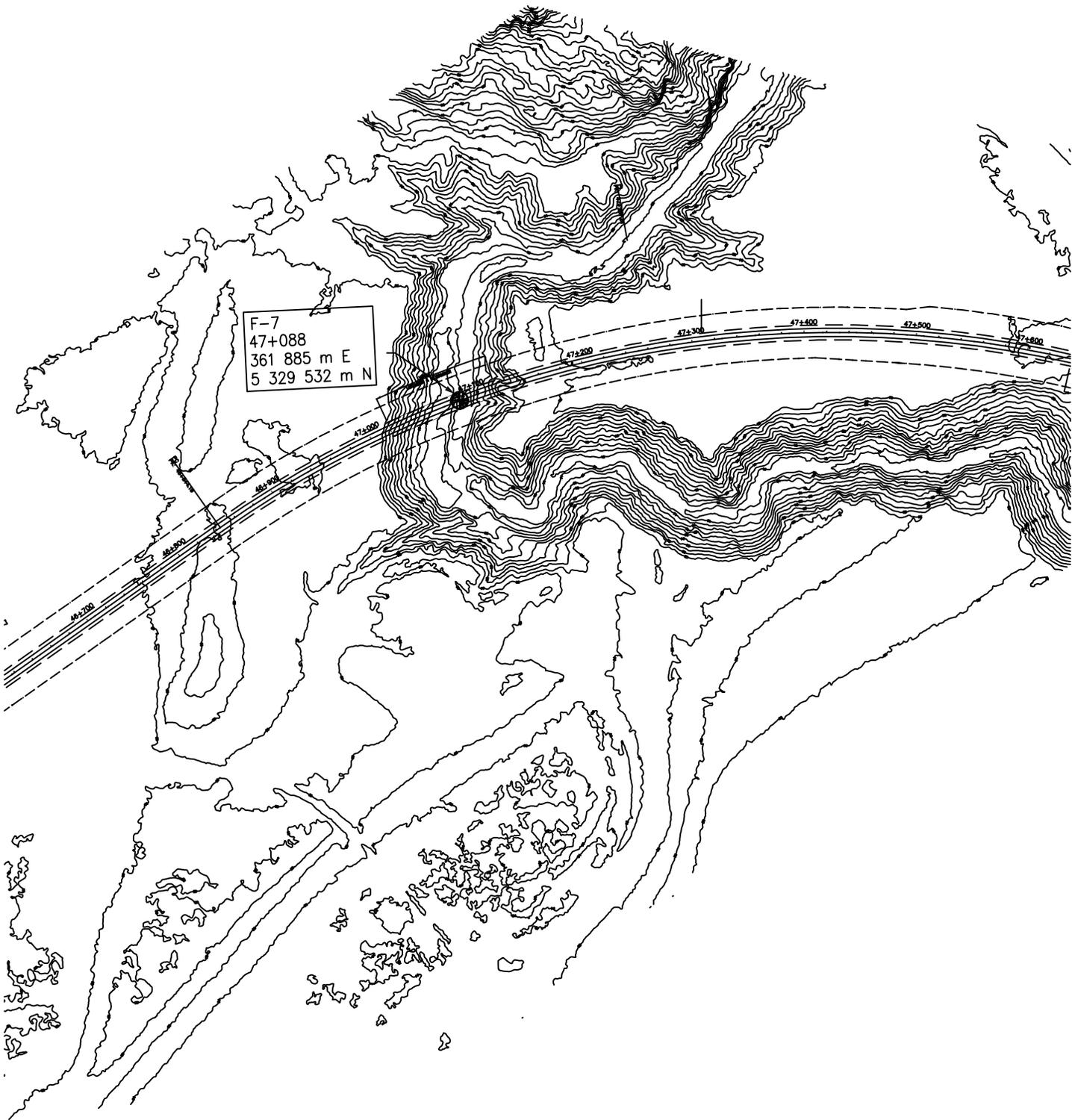


Figure 2



Pont du Saguenay
Viaduc du ruisseau Ste-Catherine
No dossier : 02-5728

F-7
47+088
361 885 m E
5 329 532 m N



LÉGENDE

F-7 ——— Forage et numéro
●

Échelle : 1 : 5 000

